

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CAMPUS SERTÃO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS ARAÚJO RODRIGUES DA SILVA

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UMA COLUNA DE AÇO EM  
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

DELMIRO GOUVEIA - AL

2019

LUCAS ARAÚJO RODRIGUES DA SILVA

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UMA COLUNA DE AÇO EM  
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de  
Engenharia Civil como requisito  
parcial para obtenção do grau de  
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Alverlando  
Silva Ricardo

DELMIRO GOUVEIA – AL

2019

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca do Campus Sertão**  
**Sede Delmiro Gouveia**

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza – CRB-4/2209

S586a Silva, Lucas Araújo Rodrigues da

Análise da confiabilidade estrutural de uma coluna de aço em situação de incêndio / Lucas Araújo Rodrigues da Silva. - 2019.  
82 f. : il.

Orientação: Prof. Me. Alverlando Silva Ricardo.  
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2019.

1. Estrutura de aço. 2. Confiabilidade estrutural. 3. Incêndio. 4. ABNT NBR 14323. I. Título.

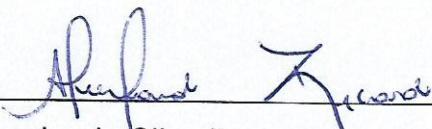
CDU: 624:614.841

## Folha de Aprovação

LUCAS ARAÚJO RODRIGUES DA SILVA

### ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE UMA COLUNA DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

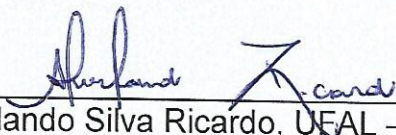
Trabalho de Conclusão de Curso  
submetido ao corpo docente do  
Curso de Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Alagoas –  
Campus do Sertão e aprovado em  
05 de julho de 2019.



---

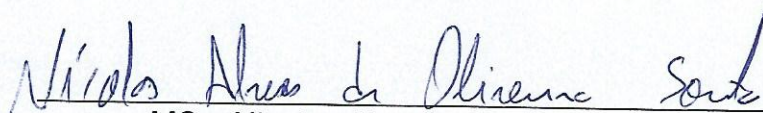
Prof. MSc Alverlando Silva Ricardo, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

#### Banca Examinadora:



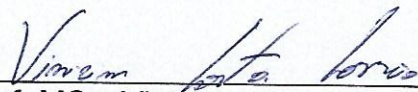
---

Prof. MSc. Alverlando Silva Ricardo, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)



---

MSc. Nicolas Alves de Oliveira Souto, DNIT (Avaliador externo)



---

Prof. MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador interno)

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Madalena e Ronaldo, por todo o amor, dedicação e sacrifícios feitos para que eu pudesse traçar meu futuro e alcançar meus objetivos.

Ao meu orientador, Professor Alverlando Ricardo, por ter tornado possível o desenvolvimento deste trabalho através do seu esforço, atenção e paciência em me passar parte de seu amplo conhecimento sobre o tema.

À minha irmã, Maria Alice, por tornar todos os meus dias mais felizes.

A todos os professores do curso de engenharia civil da Universidade Federal de Alagoas - Campus Sertão, cujos conhecimentos foram fundamentais para a minha formação profissional. Agradeço em especial aos professores Vinicius Correia e Salvatore Verde, por serem exemplos de profissionais e despertarem meu interesse pela área de estruturas.

Aos meus amigos, com quem partilhei momentos únicos nesses cinco anos. Agradeço principalmente a Ednaldo, Gabriel e Celio, que em vários momentos se mostraram verdadeiros irmãos.

Por fim, à minha namorada, Luana, aquela que se fez mais presente durante toda essa trajetória, por em diversos momentos ter me motivado e acreditado no meu potencial, sempre me dedicando todo o seu amor e companheirismo.

## RESUMO

Apesar de ser muito utilizado como material estrutural, o aço apresenta como desvantagem a vulnerabilidade ao fogo, sendo as colunas de aço as mais afetadas com o sinistro. No Brasil, a ABNT NBR 14323 (2013) é a norma que apresenta os procedimentos para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, incluindo os elementos comprimidos. Entretanto, a utilização de normas prescritivas (determinísticas), que não consideram diretamente as incertezas associadas ao problema, pode conduzir a projetos antieconômicos ou com níveis de segurança inadequados, especialmente para situações excepcionais de incêndio. Por outro lado, a aplicação da teoria da confiabilidade às estruturas sujeitas ao fogo surge como uma opção em relação aos métodos determinísticos encontrados nas normas, permitindo que as incertezas sejam consideradas e fornecendo uma medida quantitativa da segurança estrutural, a probabilidade de falha. Nesse contexto, o presente trabalho analisa a confiabilidade de uma coluna de aço em situação de incêndio, dimensionada conforme as normas brasileiras. Para isso, foi desenvolvido no software *Microsoft® Excel* um módulo computacional mecânico, cuja função principal foi realizar a análise térmica e estrutural da coluna. A ferramenta desenvolvida foi acoplada a um módulo de confiabilidade, que consistiu em um conjunto de sub-rotinas programadas em *MATLAB®* através do qual foram aplicados os métodos de confiabilidade FORM e Monte Carlo. Os resultados obtidos mostraram que as variáveis aleatórias com maior influência no problema mudam com o tempo de incêndio, tendo as variáveis associadas à análise estrutural uma maior importância em instantes iniciais e aquelas relativas à modelagem do incêndio e à análise térmica uma maior participação em instantes mais avançados. Além disso, foram construídas curvas da variação da probabilidade de falha em função do tempo de incêndio, da temperatura e de outras variáveis envolvidas no problema. Os resultados ilustram que a estrutura não apresenta um nível de segurança adequado, atingindo elevadas probabilidades de falha durante o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) indicado pela norma. Finalmente, foi possível concluir que apesar de as normas conduzirem a projetos seguros em condições normais de uso, o mesmo não ocorre para o caso excepcional de incêndio.

**Palavras-chave:** Estruturas de aço. Confiabilidade estrutural. Incêndio.

## ABSTRACT

Despite being widely used as structural material, the steel presents as disadvantage vulnerable to fire. In addition, the steel columns are the elements most affected by the fire. In Brazil, the ABNT NBR 14323 (2013) is the normative code that presents the procedures for designing steel columns under fire conditions, including compressed elements. However, the application of prescriptive codes, which do not consider directly the uncertainties associated with the problem, may lead to projects with high costs and inadequate levels of safety, especially for exceptional situations of fire. On the other hand, the application of reliability theory to the structures under fire conditions appears as an option to the deterministic methods found in the normative codes, allowing the uncertainties are considered and providing a quantitative measure of structural safety, the probability of failure. In this context, the present work analyzes the reliability of a steel column under fire conditions, designed according to the Brazilian normative codes. For this, a computational mechanical module was developed in Microsoft® Excel software, whose main function was to perform structural and thermal analysis of the column. The developed tool was coupled to a reliability module, which consisted of a set of subroutines programmed in MATLAB® through which the FORM and Monte Carlo reliability methods were applied. The results showed that the random variables with the greatest influence on the problem change with the time of fire, and the variables associated with structural analysis are more important in initial instants and those related to the modelling of the fire and to thermal analysis a greater participation in more advanced instants. In addition, curves of the variation of the probability of failure as a function of the time of fire, temperature and other variables involved in the problem were constructed. The results illustrate that the structure does not present an adequate level of safety, achieving high probability of failure during the required fire resistance time indicated by the normative code. Finally, it was possible to conclude that although the norms lead to safe projects under normal conditions of use, the same does not occur for the exceptional case of fire.

**Keywords:** Steel structures. Structural reliability. Fire.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real.....	15
Figura 2.2 - Curvas temperatura-tempo para incêndio padrão.....	16
Figura 2.3 - Curva temperatura-tempo para incêndio natural.....	18
Figura 2.4 - Comparativo entre as curvas temperatura-tempo.....	21
Figura 2.5 - Variação do alongamento com a temperatura. ....	23
Figura 2.6 - Variação do calor específico com a temperatura. ....	24
Figura 2.7 - Variação da condutividade térmica com a temperatura. ....	25
Figura 2.8 - Fatores de redução em função da temperatura. ....	26
Figura 2.9 - Coeficiente de flambagem por flexão para elementos isolados. ....	38
Figura 2.10 - Fator $\chi$ em função de $\lambda_0$ . ....	39
Figura 3.1 - Distribuição da densidade de probabilidade de falha de G.....	44
Figura 3.2 - Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y.....	45
Figura 3.3 - Ilustração da transformação composta. ....	49
Figura 3.4 - Equação de estado limite $g(x)$ e sua versão linearizada $g(y)$ .....	50
Figura 4.1 - Coluna de aço analisada.....	57
Figura 4.2 - Variação da temperatura na estrutura com e sem proteção térmica.....	58
Figura 5.1 - Índices de sensibilidade para a estrutura à temperatura ambiente.....	61
Figura 5.2 - Índices de sensibilidade para os primeiros 45 minutos do incêndio.....	62
Figura 5.3 - Índices de sensibilidade para 50 minutos de incêndio. ....	63
Figura 5.4 - Índices de sensibilidade para 60 minutos de incêndio. ....	63
Figura 5.5 - Índices de sensibilidade para 80 minutos de incêndio. ....	64
Figura 5.6 - Gráfico de convergência da probabilidade de falha e do intervalo de confiança (i.c.) para 30 minutos de incêndio. ....	65
Figura 5.7 - Gráfico de convergência da probabilidade de falha e do intervalo de confiança (i.c.) para 60 minutos de incêndio. ....	66



Figura 5.8 - Probabilidades de falha em função do tempo para os modelos do incêndio padrão e natural. ....	67
Figura 5.9 - Probabilidade de falha em função da temperatura do aço. ....	68
Figura 5.10 - Probabilidade de falha em função da espessura do revestimento térmico para diferentes instantes do incêndio. ....	69
Figura 5.11 - Probabilidade de falha em função da carga de incêndio para diferentes instantes do incêndio. ....	70
Figura 5.12 - Variação da temperatura do aço em função do tempo para diferentes valores da carga de incêndio. ....	71
Figura 5.13 - Probabilidade de falha em função da tensão de escoamento do aço para diferentes instantes do incêndio. ....	72
Figura 5.14 - Probabilidade de falha em função da solicitação. ....	72

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tabela de isenções de verificação da segurança estrutural, conforme a ABNT NBR 14432 (2000).....	27
Tabela 2 - TRRF - Tempos requeridos de resistência ao fogo (min).....	29
Tabela 3 - Índices de confiabilidade alvos para ELU e ELS relativos a um período de um ano. ....	54
Tabela 4 - Propriedades estatísticas das variáveis analisadas. ....	59
Tabela 5 - Comparativo entre as probabilidades de falha obtidas por meio dos métodos Monte Carlo e FORM. ....	68

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society Testing and Materials</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FORM	<i>First Order Reliability Method</i>
HLRF	Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler
i.c.	Intervalo de Confiança
iHLRF	<i>Improved Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
NBR	Norma Brasileira
SORM	<i>Second Order Reliability Method</i>
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1	Considerações Iniciais .....	11
1.2	Justificativa .....	12
1.3	Objetivos.....	13
1.3.1	Objetivo Geral .....	13
1.3.2	Objetivos Específicos .....	13
1.4	Estrutura do Trabalho.....	14
<b>2</b>	<b>ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO</b> .....	<b>15</b>
2.1	O Incêndio.....	15
2.1.1	Modelo de Incêndio Padrão .....	16
2.1.2	Modelo de Incêndio Natural Compartimentado .....	17
2.2	Análise Térmica.....	21
2.2.1	Propriedades Térmicas do Aço .....	21
2.2.2	Propriedades Mecânicas do Aço.....	25
2.2.3	Temperatura nas Estruturas de Aço .....	26
2.3	Dimensionamento das Estruturas de Aço em Situação de Incêndio ....	32
2.3.1	Método Simplificado de Dimensionamento.....	32
2.3.2	Combinação Última das Ações .....	33
2.3.3	Recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) para o Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos .....	34
2.3.4	Recomendações da ABNT NBR 14323 (2013) para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio .	39
2.3.5	Roteiro Simplificado para o Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos em Situação de Incêndio .....	41
<b>3</b>	<b>CONFIABILIDADE ESTRUTURAL</b> .....	<b>43</b>
3.1	Problema Fundamental de Confiabilidade.....	43

3.2	Método de Monte Carlo.....	46
3.2.1	Formulação do Método .....	46
3.3	Método de Confiabilidade de Primeira Ordem – FORM .....	48
3.3.1	Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler - HLRF .....	50
3.3.2	Algoritmo HLRF melhorado, iHLRF .....	51
3.3.3	Fator de Importância .....	52
3.4	Índice de Confiabilidade Alvo .....	53
4	METODOLOGIA .....	55
4.1	Ferramenta Computacional Desenvolvida .....	55
4.2	Problema Analisado.....	56
4.2.1	Caracterização Estatística do Problema.....	58
4.3	Descrição da Análise de Confiabilidade Realizada .....	60
5	RESULTADOS .....	61
5.1	Estrutura à Temperatura Ambiente .....	61
5.2	Estrutura em Situação de Incêndio .....	62
5.2.1	Análise de Sensibilidade.....	62
5.2.2	Análise de Convergência .....	65
5.2.3	Análise de Confiabilidade .....	66
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
6.1	Conclusões.....	73
6.2	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	77

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

O aço é um dos materiais mais utilizados na concepção estrutural em todo o mundo. Estruturas compostas por esse material possuem vantagens, do ponto de vista estrutural, se comparadas às de concreto armado, entre as quais destaca-se a elevada relação resistência/peso, que proporciona a obtenção de elementos menores e mais resistentes. Além disso, essas estruturas são de processo construtivo mais rápido e possibilitam desmontes e reaproveitamento.

No entanto, o aço apresenta como uma das principais desvantagens a vulnerabilidade ao fogo, sendo as colunas de aço as mais afetadas pelas altas temperaturas. Esses elementos estruturais sofrem um rápido aumento de temperatura quando expostos ao incêndio, o que tende a provocar redução da resistência, da rigidez e, em alguns casos, o surgimento de esforços solicitantes adicionais.

Em contrapartida, nos últimos anos tem-se desenvolvido diversos estudos acerca da elevação de temperatura em estruturas de aço. Segundo Souto (2015), em 1996 foi criado um grupo de estudo que buscou desenvolver critérios para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, os quais posteriormente foram apresentados na ABNT NBR 14323 (1999). Após a atualização da ABNT NBR 8800 (2008), que aborda o dimensionamento de estruturas de aço à temperatura ambiente, foi desenvolvida uma nova versão da norma para aço em situação de incêndio, a ABNT NBR 14323 (2013).

Em geral, os projetos estruturais estão baseados em requisitos semi-probabilísticos fornecidos por códigos normativos, os quais prescrevem valores e exigências para as mais variadas situações. Contudo, na prática, existem várias incertezas relacionadas às variáveis do problema. Alterações das propriedades mecânicas e geométricas da estrutura, do ambiente em que se situa o elemento ou mesmo do carregamento atuante ao longo da vida útil podem conduzir a situações em que a resistência da estrutura é inferior à solicitação.

A situação se torna ainda mais crítica para condições excepcionais, como terremoto ou incêndio, pois o número de incertezas se torna ainda maior. Adicionalmente, conforme Tavares (2009), a aplicação de uma norma prescritiva para

problemas que apresentam características únicas pode levar a projetos com custos elevados e níveis de segurança inadequados ou indeterminados.

Dentro desse contexto, a análise de confiabilidade estrutural surge como uma alternativa aos métodos prescritivos tradicionais, uma vez que permite uma análise mais criteriosa de cada projeto, possibilitando que suas particularidades, bem como as incertezas associadas ao problema, sejam consideradas (RICARDO, 2015).

A análise de confiabilidade estrutural viabiliza a quantificação das incertezas relativas ao problema, fazendo com que o projetista tenha um maior entendimento sobre a estrutura em sinistro e fornecendo, através da teoria da probabilidade, uma medida do nível de segurança da estrutura, a probabilidade de falha.

Diante disso, este trabalho aplica a confiabilidade estrutural ao estudo de uma coluna de aço em situação de incêndio, dimensionada conforme a ABNT NBR 8800 (2008) e verificada segundo a ABNT NBR 14323 (2013). Para tal, foram utilizados módulos computacionais desenvolvidos e acoplados com a função de analisar a estrutura em situação de incêndio e aplicar os métodos de confiabilidade estrutural.

## **1.2 Justificativa**

A análise de estruturas de aço em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 14323 (2013) envolve mais variáveis do que quando dimensionada à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008). Consequentemente, o número de incertezas tende a ser maior, fazendo com que a estrutura possua um nível de segurança diferente daquele apresentado em condições normais de uso.

Além disso, apesar de a análise de confiabilidade estrutural fornecer informações fundamentais para a realização de um projeto seguro e econômico, as normas brasileiras para projetos de estruturas não englobam recomendações acerca da confiabilidade em seus textos. Isso acaba fazendo com que não seja conhecido se a estrutura apresenta probabilidades de falha adequadas de acordo com as recomendações da literatura.

Ademais, os estudos sobre a confiabilidade aplicada a estruturas em situação de incêndio ainda são escassos no país, o que, somado aos outros pontos apresentados, justifica a realização deste trabalho.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo principal aplicar os princípios da confiabilidade estrutural a uma coluna de aço em situação de incêndio, dimensionada conforme as normas brasileiras, determinando sua probabilidade de falha, conhecidas as incertezas associadas ao problema.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

Busca-se também:

- 1) Estudar os conceitos e recomendações normativas relacionadas a estruturas de aço em situação de incêndio, bem como os fundamentos da teoria da confiabilidade estrutural e sua aplicabilidade a estruturas expostas ao fogo;
- 2) Desenvolver uma ferramenta computacional para dimensionamento e análise de estruturas de aço em situação de incêndio conforme a ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 14323 (2013);
- 3) Caracterizar estatisticamente as variáveis e parâmetros relativos ao problema com base em dados da literatura;
- 4) Acoplar sub-rotinas desenvolvidas em *MATLAB*® para a aplicação dos métodos de confiabilidade estrutural ao módulo computacional desenvolvido para análise térmica e mecânica do problema;
- 5) Analisar a confiabilidade da estrutura à temperatura ambiente, determinando sua probabilidade de falha e índice de confiabilidade e verificando a aceitabilidade destes valores segundo as recomendações normativas;
- 6) Efetuar uma análise de sensibilidade do problema em condições normais de uso e em situação de incêndio para determinar a contribuição de cada variável na falha da estrutura;
- 7) Verificar a precisão dos resultados obtidos para a probabilidade de falha através de gráficos de convergência, visando uma redução do custo computacional do problema;
- 8) Analisar a confiabilidade da estrutura exposta ao fogo, determinando sua probabilidade de falha como função das diversas variáveis envolvidas no problema;



- 9) Comparar os resultados obtidos por meio de diferentes métodos de confiabilidade estrutural.

#### **1.4 Estrutura do Trabalho**

A seguir tem-se um resumo dos capítulos encontrados neste trabalho.

No capítulo 2 são apresentados conceitos relacionados a estruturas em situação de incêndio. São mostradas características e modelos de incêndios amplamente utilizados, bem como aspectos normativos referentes ao dimensionamento de colunas de aço expostas ao fogo.

No capítulo 3, os fundamentos da teoria da confiabilidade são abordados, sendo apresentados conceitos e considerações sobre os métodos aplicados neste trabalho.

A metodologia empregada no trabalho encontra-se detalhada no capítulo 4. É apresentada a ferramenta computacional desenvolvida, bem como características do problema estudado e da análise de confiabilidade efetuada.

O capítulo 5 inclui a apresentação e discussão dos resultados das análises realizadas.

Por fim, o capítulo 6 traz as principais conclusões do estudo, bem como sugestões para a realização de trabalhos futuros.

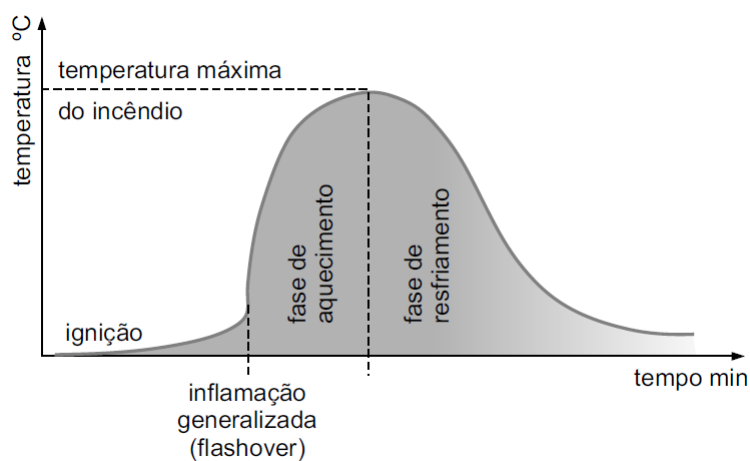
## 2 ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

### 2.1 O Incêndio

O incêndio consiste em uma ação destrutiva e geralmente inesperada em decorrência do fogo em um determinado ambiente. Para que o fogo surja, é necessário que haja uma fonte de calor, comburente e combustível. O incêndio geralmente se inicia em um item e gradualmente se espalha para os itens vizinhos, aumentando em tamanho e intensidade (BUCHANAN; ABU, 2017).

Uma curva temperatura x tempo, típica de um incêndio real, é mostrada na Figura 2.1. Nota-se que inicialmente há uma região de baixas temperaturas, na qual o incêndio não fornece grandes riscos. Em seguida, ocorre um aumento acelerado da temperatura, a partir de um instante chamado de “*flashover*”, no qual há uma ignição de toda carga combustível existente no local. A partir desse ponto, o incêndio toma grandes proporções e a temperatura aumenta até atingir um pico, no qual todo o material combustível do local foi consumido, havendo então uma redução gradual da temperatura dos gases.

Figura 2.1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real.



Fonte: Vargas e Silva (2005).

De acordo com Souto (2015), devido à grande variabilidade dos parâmetros envolvidos em um incêndio (grau de ventilação, aberturas, cargas combustíveis, entre outros), a construção de uma curva de incêndio real torna-se difícil, o que leva à utilização de modelos mais simplificados.

Silva (2004) destaca dois modelos que são amplamente utilizados para a simulação do incêndio: o modelo do incêndio padrão e o modelo do incêndio natural, ambos descritos a seguir.

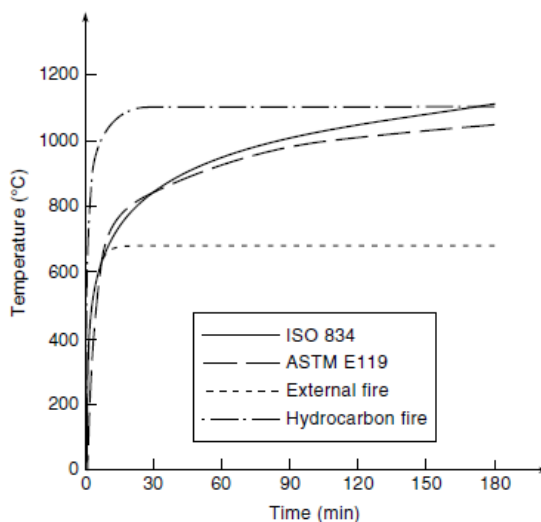
### 2.1.1 Modelo de Incêndio Padrão

O incêndio padrão é o modelo em que se considera que a temperatura dos gases obedece às curvas padronizadas para ensaio, não representando necessariamente um incêndio real.

Silva (2004) aponta que a principal característica dessas curvas é a de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo que a temperatura dos gases seja unicamente crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

Dentre as curvas padronizadas existentes, as sugeridas pelas normas ISO 834 (1975) e pela ASTM E119 (2000) estão entre as mais utilizadas. Ambas são apresentadas, juntamente com as curvas de hidrocarbonetos e a de incêndio externo, na Figura 2.2.

Figura 2.2 - Curvas temperatura-tempo para incêndio padrão.



Fonte: Buchanan e Abu (2017).

A ABNT NBR 14432 (2000) e o EN 1991-2-2 (2002) indicam a utilização da expressão fornecida pela ISO 834 (1975) para a construção da curva padronizada. A curva ISO pode ser construída por meio da Equação 2.1:

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1) \quad (2.1)$$

em que  $t$  é o tempo expresso em minutos,  $\theta_g$  é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante  $t$  e  $\theta_o$  é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, geralmente tomada igual a 20 °C.

Guimarães (2007) ressalta que, pelo fato de essas curvas não representarem adequadamente o comportamento de um incêndio real, é comum associá-las a tempos padronizados, admitidos por consenso no meio técnico, para obtenção de parâmetros de projeto. Além disso, vale observar que a curva padronizada apresentada é válida para ambientes com materiais combustíveis predominantemente celulósicos.

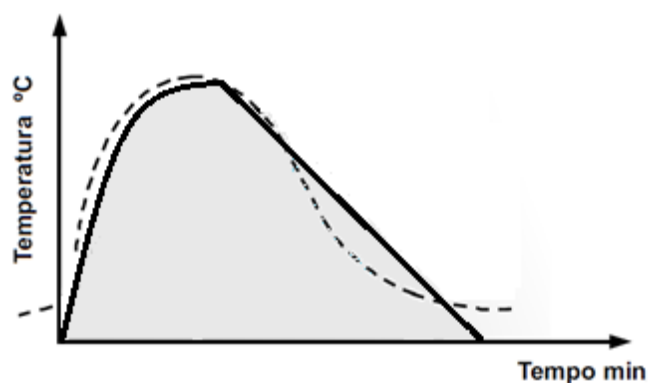
### **2.1.2 Modelo de Incêndio Natural Compartimentado**

O modelo de incêndio parametrizado, também denominado como natural compartimentado, de acordo com Guimarães (2007), é aquele para o qual se admite que a temperatura dos gases respeite as curvas temperatura-tempo naturais, construídas a partir de ensaios que simulam a situação de um compartimento em chamas.

Um incêndio natural compartimentado é influenciado diretamente por três fatores: a carga de incêndio (combustível); o grau de ventilação, ou seja, a relação entre a área de ventilação existente no compartimento e sua área total; e as propriedades térmicas do material de vedação, com destaque à condutividade térmica, densidade e calor específico.

Um exemplo de curva temperatura-tempo para incêndio natural é apresentado na Figura 2.3. Nota-se que a principal característica dessas curvas, conforme Silva (2004), é a existência de um ramo ascendente e de um ramo descendente, admitindo racionalmente que os gases que envolvem o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo.

Figura 2.3 - Curva temperatura-tempo para incêndio natural.



Fonte: Ricardo (2015).

Duas curvas utilizadas para a modelagem do incêndio natural são as idealizadas por Pettersson et al. (1976) e as curvas paramétricas do Eurocode. A ABNT NBR 14323 (2013) não indica nenhum procedimento para construção da curva natural de incêndio, no entanto permite sua utilização.

As curvas paramétricas recomendadas pelo EN 1991-1-2 (2002), utilizadas neste trabalho, são válidas para compartimentos com área de piso de até 500 m<sup>2</sup> e pé-direito de até 4 metros sem aberturas no teto. Ricardo (2015) apresenta um algoritmo a ser seguido para construção dessas curvas, sendo este descrito a seguir:

1. Inicialmente, caracterizam-se os parâmetros utilizados para a modelagem do incêndio natural:
  - $q_{fi,d}$  – Valor de cálculo da carga de incêndio relativa à área total do compartimento, devendo ser respeitado o limite de  $50 \leq q_{fi,d} \leq 1000$  [MJ/m<sup>2</sup>];
  - $O$  – grau de ventilação,  $O = (A_v / A_t) \sqrt{h}$  [m<sup>1/2</sup>], sendo  $A_v$  a área de ventilação do compartimento,  $A_t$  a área total e  $h$  a altura média das aberturas no compartimento. Os seguintes limites devem ser respeitados:  $0,02 \leq O \leq 0,2$ ;
  - $b$  – propriedade térmica do material de vedação do compartimento em J/m<sup>2</sup> s<sup>1/2</sup> °C, calculado por  $b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$ , sendo  $\rho$  a massa específica, em kg/m<sup>3</sup>,  $c$  o calor específico, em J/kg°C, e  $\lambda$  a condutividade térmica,

em  $W/m^{\circ}C$ , do material de vedação do ambiente. O intervalo  $100 \leq b \leq 2200$  deve ser atendido;

- $t_{lim}$  – tempo-limite mínimo, determinado pela velocidade de desenvolvimento do incêndio: 25 min para lento (espaço público), 20 min para médio (residência, hospital, hotel, escritório, sala de aula) e 15 min para rápido (biblioteca, shopping, cinema, teatro);
2. Em seguida, determina-se o tempo em que ocorre a temperatura máxima dos gases ( $t_{máx}$ ) dentro de um compartimento, conforme a Equação 2.2:

$$t_{máx} = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{q_{fi,d}}{O} \right) \geq t_{lim} \quad (2.2)$$

Quando  $t_{máx} = t_{lim}$ , o incêndio é considerado como controlado pelo combustível e quando  $t_{máx} > t_{lim}$ , o incêndio é considerado controlado pela ventilação.

3. No terceiro passo, obtém-se o ramo ascendente da curva natural até o tempo  $t_{máx}$ , de acordo com a Equação 2.3:

$$\theta_g = \theta_0 + 1325 \cdot (1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2.3)$$

em que  $\theta_g$  é a temperatura dos gases dentro do compartimento em  $^{\circ}C$ ,  $t$  é o tempo em horas,  $\theta_0$  é a temperatura dos gases antes do aquecimento, em  $^{\circ}C$ , e  $t^*$  é o tempo fictício em horas, calculado segundo a Equação 2.4 para incêndio controlado pela ventilação e conforme a Equação 2.5 para incêndio controlado pelo

$$t^* = t \cdot \Gamma \quad (2.4)$$

$$t^* = t \cdot \Gamma_{lim} \quad (2.5)$$

combustível.

Os parâmetros  $\Gamma$  e  $\Gamma_{lim}$  são determinados pelas Equações 2.6 e 2.7, apresentadas a seguir:

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad (2.6)$$

$$\Gamma_{lim} = k \frac{(O_{lim}/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad (2.7)$$

em que  $O_{lim}$  é o grau de ventilação-limite calculado por  $O_{lim} = 0,1 \cdot 10^{-3} (q_{fi,d} / t_{lim})$  e  $k$  é um coeficiente que é tomado igual a 1 ou calculado conforme a Equação 2.8 caso sejam atendidas as seguintes condições:  $O > 0,04$ ;  $q_{fi,d} < 75$ ; e  $b < 1160$ .

$$k = 1 + \left( \frac{O - 0,04}{0,04} \right) \cdot \left( \frac{q_{fi,d} - 75}{75} \right) \cdot \left( \frac{1160 - b}{1160} \right) \quad (2.8)$$

4. No último passo, obtêm-se o ramo de resfriamento da curva natural, conforme uma das expressões abaixo:

$$\theta_g = \theta_{g,m\acute{a}x} - 625 \cdot (t \cdot \Gamma - \varphi \cdot \chi), \text{ para } \varphi \leq 0,5 \quad (2.9)$$

$$\theta_g = \theta_{g,m\acute{a}x} - 250 \cdot (3 - t_d) \cdot (t \cdot \Gamma - \varphi \cdot \chi), \text{ para } 0,5 < \varphi \leq 2 \quad (2.10)$$

$$\theta_g = \theta_{g,m\acute{a}x} - 250 \cdot (t \cdot \Gamma - \varphi \cdot \chi), \text{ para } \varphi > 2 \quad (2.11)$$

sendo  $\chi = 1$ , para o incêndio controlado pela ventilação, ou dado pela Equação 2.12, se o incêndio for controlado pelo combustível. O parâmetro  $\varphi$  é determinado pela Equação 2.13 e  $\theta_{g,m\acute{a}x}$  é a temperatura máxima dos gases, calculada para  $t_{m\acute{a}x}$ .

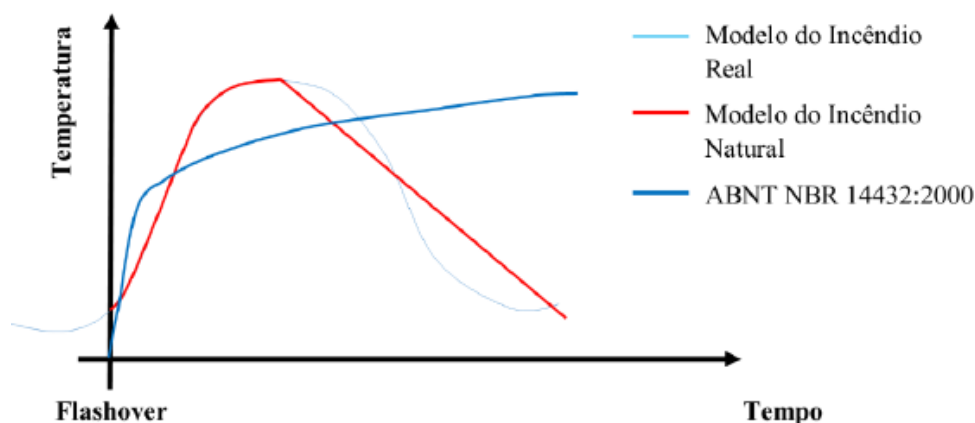
$$\chi = \frac{t_{lim}}{0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{q_{fi,d}}{O} \right)} \quad (2.12)$$

$$\varphi = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{q_{fi,d}}{O} \right) \cdot \Gamma \quad (2.13)$$

Por fim, as curvas para um incêndio real, um incêndio padrão e um incêndio natural podem ser visualizadas na Figura 2.4. Conforme Kimura (2009 *apud* Souto, 2015), percebe-se que tanto para o modelo do incêndio padrão como para o natural as curvas se iniciam na fase de *flashover*, indicando que a temperatura e a velocidade

de aquecimento do ambiente em chamas já são características de um incêndio de grandes proporções.

Figura 2.4 - Comparativo entre as curvas temperatura-tempo.



Fonte: Souto (2015).

## 2.2 Análise Térmica

Esta análise tem por objetivo obter a variação de temperatura no elemento estrutural em estudo para que se possa conhecer seu comportamento em situação de incêndio e realizar o dimensionamento de forma adequada. Para isso, é fundamental conhecer como as propriedades térmicas e mecânicas do aço variam de acordo com a temperatura, conforme será apresentado nos itens subsequentes.

### 2.2.1 Propriedades Térmicas do Aço

A condutividade térmica, o calor específico e a dilatação térmica são propriedades que influenciam diretamente na construção da curva temperatura-tempo do aço. A ABNT NBR 14323 (2013) apresenta a variação dessas grandezas com a temperatura, como mostrado a seguir.

#### 2.2.1.1 Dilatação Térmica

De acordo com a ABNT NBR 14323 (2013), o alongamento do aço ( $\Delta l_a / l_a$ ) pode ser determinado pelas seguintes equações:

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



$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad (2.14)$$

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

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad (2.15)$$

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

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \quad (2.16)$$

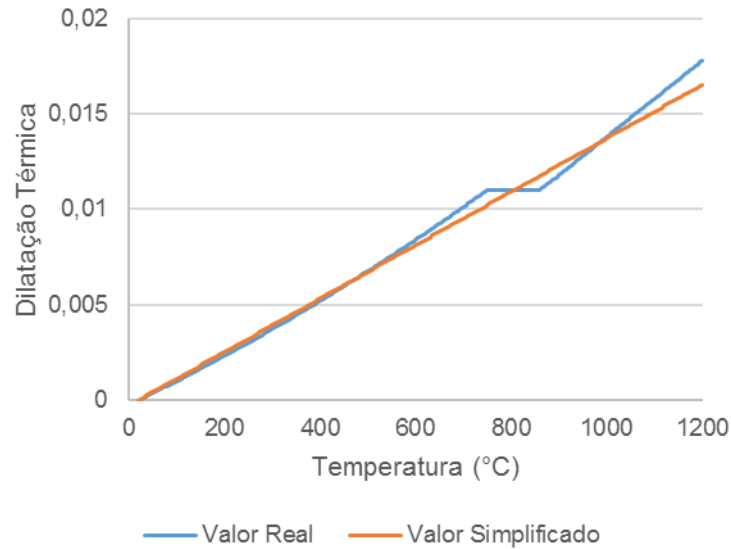
em que  $l_a$  é o comprimento da peça de aço a  $20^\circ\text{C}$ ;  $\Delta l_a$  é a expansão térmica da peça provocada pela variação de temperatura; e  $\theta_a$  é a temperatura do aço, expressa em graus Celsius.

De maneira simplificada, a ABNT NBR 14323 (2013) também permite que a variação do alongamento do aço com a temperatura seja dada pela Equação 2.17:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 14 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20) \quad (2.17)$$

Na Figura 2.5 são apresentados os diagramas de variação do alongamento térmico segundo os dois métodos indicados pela ABNT NBR 14323 (2013). Nota-se que para temperaturas abaixo de  $600^\circ\text{C}$ , ambos conduzem a valores praticamente iguais.

Figura 2.5 - Variação do alongamento com a temperatura.



Fonte: Elaborada pelo autor.

### 2.2.1.2 Calor Específico

Segundo a ABNT NBR 14323 (2013), a variação do calor específico do aço com a temperatura se dá segundo as equações a seguir:

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

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^3 \quad (2.18)$$

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

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (2.19)$$

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

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (2.20)$$

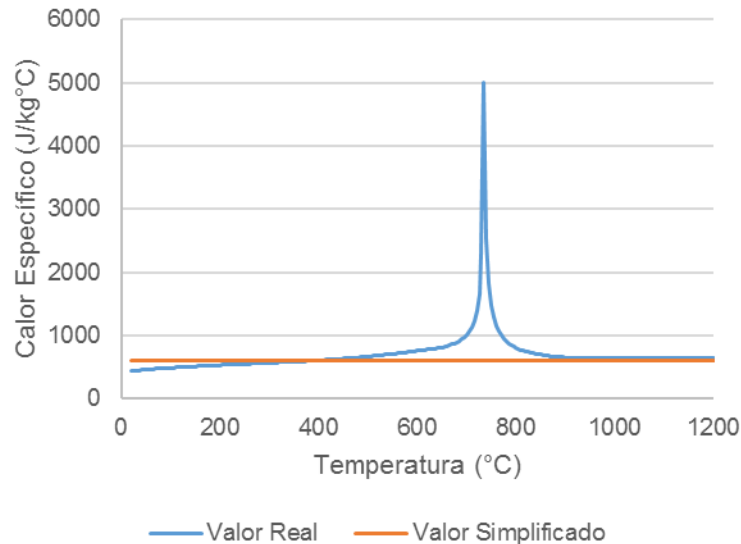
- Para  $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ :

$$c_a = 650 \quad (2.21)$$

em que  $c_a$  é o calor específico do aço, em J/kg °C e  $\theta_a$  é a temperatura do aço, em °C.

Simplificadamente, a norma permite que se adote o calor específico constante e igual a 600 J/kg °C. Conforme a Figura 2.6, observa-se que, exceto para a faixa de temperaturas próximas aos 750 °C, esse valor é adequado.

Figura 2.6 - Variação do calor específico com a temperatura.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

### 2.2.1.3 Condutividade Térmica

Esta grandeza, conforme a ABNT NBR 14323 (2013), pode ser calculada por meio das seguintes expressões:

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

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad (2.22)$$

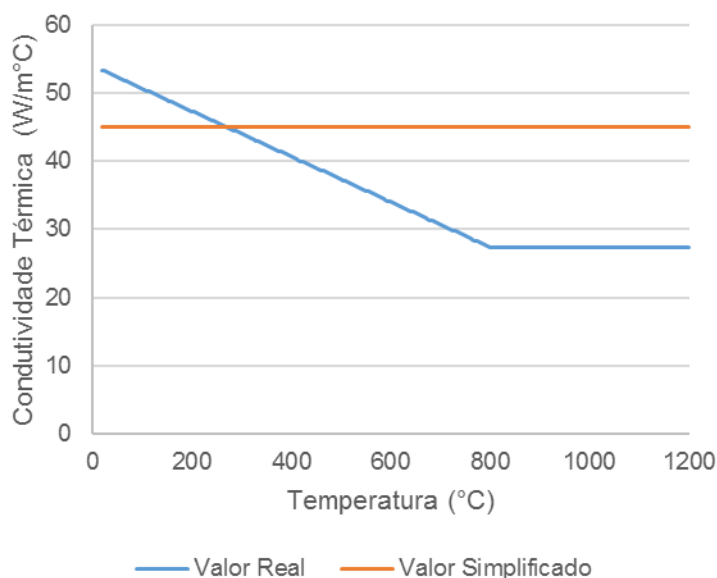
- Para  $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$ :

$$\lambda_a = 27,3 \quad (2.23)$$

em que  $\lambda_a$  é a condutividade térmica, em W/m °C.

De forma simplificada, a norma também permite que a condutividade térmica seja admitida igual a 45 W/m °C. A Figura 2.7 apresenta a variação desta propriedade com a temperatura.

Figura 2.7 - Variação da condutividade térmica com a temperatura.



Fonte: Elaborada pelo autor.

## 2.2.2 Propriedades Mecânicas do Aço

### 2.2.2.1 Massa Específica e Coeficiente de Poisson

A norma brasileira ABNT NBR 14323 (2013) permite que essas propriedades sejam admitidas independentes da temperatura, podendo ser utilizados os valores de 7850 kg/m<sup>3</sup> para a massa específica e 0,3 para o coeficiente de Poisson.

### 2.2.2.2 Resistência ao Escoamento e Módulo de Elasticidade

Os materiais estruturais como o aço e o concreto, quando expostos a altas temperaturas, têm suas características físicas e químicas alteradas, provocando uma redução da resistência e da rigidez que deve ser levada em consideração no dimensionamento de estruturas em situação de incêndio.

Para taxas de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min, a redução da resistência ao escoamento é considerada pela ABNT NBR 14323 (2013) por meio dos fatores  $k_{y,\theta}$  e  $k_{\sigma,\theta}$ , dados pelas Equações 2.24 e 2.25, a depender da ocorrência de flambagem local. Por outro lado, o coeficiente  $k_{E,\theta}$  (Equação 2.26) é utilizado levando em conta a redução do valor do módulo de elasticidade do aço.

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.24)$$

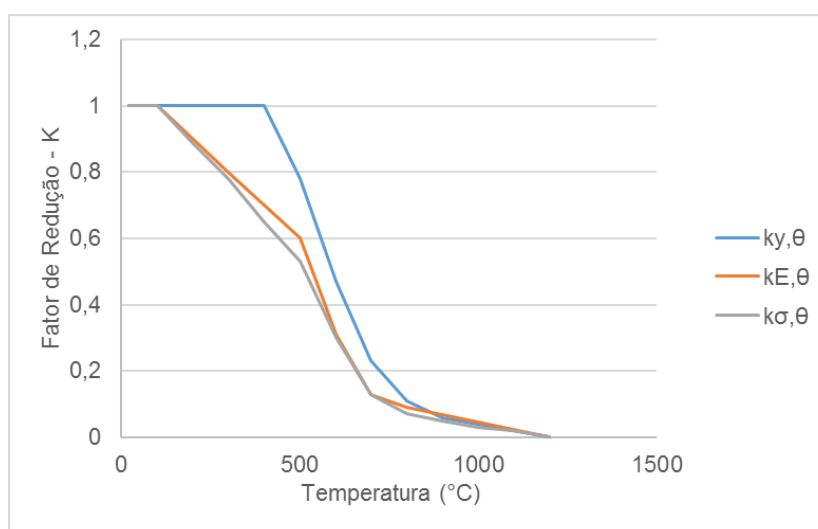
$$k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.25)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (2.26)$$

em que  $k_{y,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento para perfis não sujeitos à flambagem local;  $k_{\sigma,\theta}$  é o fator de redução da resistência ao escoamento para perfis sujeitos à flambagem local;  $f_{y,\theta}$  é a resistência ao escoamento em uma temperatura  $\theta$ ;  $f_y$  é a tensão de escoamento a 20 °C;  $k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade;  $E_\theta$  é o módulo de elasticidade a uma temperatura  $\theta$ ; e  $E$  é o módulo de elasticidade a 20 °C.

A Figura 2.8 apresentam valores dos fatores de redução, em relação aos valores a 20 °C, para temperaturas elevadas.

Figura 2.8 - Fatores de redução em função da temperatura.



Fonte: Elaborada pelo autor.

### 2.2.3 Temperatura nas Estruturas de Aço

Conforme será apresentado em itens posteriores, a verificação estrutural por meio do método simplificado é feita considerando-se a temperatura atuante no aço após o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), recomendado por norma. Para obtenção dessa temperatura, fatores como a variação de temperatura dos gases,

apresentada anteriormente, bem como as propriedades do aço, do material de revestimento e características do perfil utilizado possuem grande importância.

### 2.2.3.1 Exigência da Verificação Estrutural

De acordo com Silva (2004), edifícios de fácil desocupação, como construções de pequeno porte, edifícios industriais ou depósitos, podem dispensar a verificação da segurança estrutural, por possuírem baixo risco de colapso das estruturas. A Tabela 1 resume as condições de isenção fornecidas na ABNT NBR 14432 (2000).

Tabela 1 - Tabela de isenções de verificação da segurança estrutural, conforme a ABNT NBR 14432 (2000).

Área (m <sup>2</sup> )	Uso	Carga específica de incêndio (MJ/m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Meios de proteção contra incêndio
≤ 750	Qualquer	Qualquer	Qualquer	-
≤ 1500	Qualquer	≤ 1000	≤ 6	-
	Centro esportivo			
	Estação			
Qualquer	Terminal de passageiro	Qualquer	≤ 23	-
	Construção provisória			
Qualquer	Garagem aberta lateralmente	Qualquer	≤ 30	-
Qualquer	Depósitos	Baixa	≤ 30	-
Qualquer	Qualquer	≤ 500	Térrea	-
Qualquer	Indústrias	≤ 1200	Térrea	-
Qualquer	Depósitos	≤ 2000	Térrea	-
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiro Automático
≤ 5000	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachada de aproximação

Fonte: Adaptado de Silva (2004).

### 2.2.3.2 Fator de Massividade

De acordo com Guimarães (2007), o fator de massividade ( $F$ ) de uma peça metálica é dado pela relação entre sua área exposta ao fogo e o volume do corpo. Para elementos prismáticos, esta propriedade pode ser expressa em termos do perímetro exposto ao fogo ( $u$ ) e da área da seção transversal da peça ( $A$ ), conforme a Equação 2.27.

$$F = \frac{u}{A} \quad ( 2.27 )$$

sendo  $F$  expresso em  $m^{-1}$ .

Para o caso de elementos metálicos revestidos por materiais de proteção térmica, o fator de massividade é dado pela Equação 2.28.

$$F = \frac{u_m}{A} \quad ( 2.28 )$$

em que  $u_m$  é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio.

### 2.2.3.3 Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

É definido pela ABNT NBR 14432 (2000) como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio. Pode ser determinado pelo método tabular, presente nessa mesma norma, ou pelo método do tempo equivalente, que se encontra na ABNT NBR 14323 (2013). O método tabular, utilizado neste trabalho, é brevemente descrito a seguir:

- **Método tabular:**

Segundo Silva (2004), neste método os TRRF são determinados de forma empírica, fruto do consenso da sociedade e padronizados em normas ou regulamentos, em função das dimensões e do uso da edificação. Além disso, Guimarães (2007) acrescenta que o TRRF, por meio da curva padrão, determina uma temperatura que se supõe que seja a correspondente à máxima temperatura no aço na curva natural.

Para este método, o tempo mínimo de resistência ao fogo é de 30 minutos. A Tabela 2, extraída da ABNT NBR 14432 (2000), indica os TRRF's a serem utilizados, em função da altura, uso e profundidade do subsolo do edifício.

Tabela 2 - TRRF - Tempos requeridos de resistência ao fogo (min).

Ocupação	Grupo	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			CLASSE S2 h <sub>s</sub> >10	CLASSE S1 h <sub>s</sub> <10	Classe P1 (h < 6m)	Classe P2 (6m < h < 12m)	Classe P3 (12m<h<23m)	Classe P4 (23m<h<30m)	Classe P5 (h<30m)
Residencial	A	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Serviço de Hospedagem	B	B-1 a B-3	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial Varejista	C	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços Profissionais, Pessoais e Técnicos	D	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e Cultura Física	E	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Locais de Reunião do público	F	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
Serviços Automotivos 1	G	G-1 E G-2 (Não abertos lateralmente) e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Serviços Automotivos 2	H	G-1 e G-2 Abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
Serviços de Saúde e Institucionais	I	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
Industrial	I	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos	J	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 14432 (2000).

### 2.2.3.4 Cálculo da Temperatura Atuante

- **Elementos estruturais sem revestimento contrafogo:**

Devido à diferença de temperatura existente entre as chamas do incêndio e os elementos estruturais, ocorre um fluxo de calor que, por radiação e convecção, transfere-se para a estrutura, ocasionando o aumento de temperatura. Devido ao elevado valor da condutividade térmica do aço, a ABNT NBR 14432 (2000), recomenda que a distribuição de temperatura ao longo da seção transversal e do comprimento dos elementos seja considerada uniforme.

A ABNT NBR 14323 (2013) apresenta a Equação 2.29 para o cálculo da elevação da temperatura  $\Delta\theta_a$  de um elemento estrutural de aço sem proteção térmica situado no interior do compartimento em chamas, durante um intervalo de tempo  $\Delta t$ .

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A_g)}{c_a \cdot \rho_a} \varphi \cdot \Delta t \quad (2.29)$$

em que:  $k_{sh}$  é um fator de correção para o efeito de sombreamento, dado pela Equação 2.30;  $u/A_g$  é o fator de massividade, expresso em  $m^{-1}$ , cujo valor não deve ser inferior a  $10 m^{-1}$ ;  $\rho_a$  é a massa específica do aço, expressa em  $kg/m^3$ ;  $c_a$  é o calor



específico do aço expresso em J/kg °C;  $\varphi$  é o valor do fluxo de calor por unidade de área, em W/m<sup>2</sup>, obtido através da Equação 2.31; e  $\Delta t$  é o intervalo de tempo, que não deve ser tomado como maior que 5 segundos.

O fator de correção  $k_{sh}$ , para seções I ou H expostas ao incêndio padrão, é dado por:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (2.30)$$

em que  $(u/A_g)_b$  é o fator de massividade definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil e a área da seção transversal do perfil.

Em seções transversais fechadas e em seções sólidas, como as circulares, retangulares ou seções-caixão totalmente expostas ao incêndio, admite-se  $k_{sh}$  igual a 1.

O valor de  $\varphi$ , conforme a ABNT NBR 14323 (2013), é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2.31)$$

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (2.32)$$

e

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \varepsilon_{res} \cdot ((\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4) \quad (2.33)$$

em que:  $\varphi_c$  é o componente do fluxo de calor devido à convecção, em W/m<sup>2</sup>;  $\varphi_r$  é o componente do fluxo de calor devido à radiação, em W/m<sup>2</sup>;  $\alpha_c$  é o coeficiente de transferência de calor por convecção, tomado como igual a 25 W/m<sup>2</sup> para exposição ao incêndio padrão ou 35 W/m<sup>2</sup>, para incêndio natural;  $\theta_g$  é a temperatura dos gases, expressa em °C;  $\theta_a$  é a temperatura dos gases, em °C; e  $\varepsilon_{res}$  é a emissividade resultante, podendo ser tomada como igual a 0,7.

- **Elementos estruturais envolvidos por material de revestimento contrafogo:**

Nestes casos, o calor é transferido através do material de proteção por condução, na qual o calor flui de uma região a alta temperatura para outra a temperatura mais baixa, dentro de um mesmo corpo (SILVA, 2004). Para esta situação, considera-se que ocorre o equilíbrio térmico entre o calor emitido pelos gases quentes, a absorção de calor pelo material de revestimento e a absorção pelo elemento estrutural.

A Equação 2.34 é indicada pela ABNT NBR 14323 (2013) para o cálculo da variação de temperatura  $\Delta\theta_a$  no elemento estrutural situado no interior de um edifício em incêndio, envolvido por material de revestimento contra incêndio. A norma recomenda que para este caso o intervalo de tempo não seja tomado como superior a 30 segundos.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \cdot (u_m / A_g) \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t}{t_m \cdot \rho_a \cdot c_a} \cdot \frac{1 + \frac{\xi}{4}}{\frac{4}{\xi} + 1} \quad (2.34)$$

Sendo  $\Delta\theta_{a,t} \geq 0$  se  $\Delta\theta_{g,t} \geq 0$ . Além disso,  $\xi$  é dado por:

$$\xi = \frac{\rho_m \cdot c_m}{\rho_a \cdot c_a} \cdot t_m \cdot (u_m / A_g) \quad (2.35)$$

em que:  $u_m / A_g$  é o fator de massividade para elementos envolvidos por material de revestimento contra fogo, em  $m^{-1}$ ;  $c_m$  é o calor específico do material de revestimento, expresso em  $J/kg \text{ } ^\circ C$ ;  $t_m$  é a espessura do material de revestimento contra fogo, em metros;  $\theta_{g,t}$  é a temperatura dos gases, expressa em  $^\circ C$ ;  $\theta_{a,t}$  é a temperatura dos gases, em  $^\circ C$ ;  $\lambda_m$  é a condutividade térmica do material de revestimento contra fogo ( $W \text{ m} / ^\circ C$ );  $\rho_m$  é a massa específica do material de revestimento, em  $kg/m^3$ ; e  $\Delta t$  é o intervalo de tempo, expresso em segundos.

## **2.3 Dimensionamento das Estruturas de Aço em Situação de Incêndio**

O dimensionamento estrutural em situação de incêndio se trata da verificação dos elementos estruturais e de suas ligações, havendo ou não proteção contra incêndio, objetivando evitar que a ruína da estrutura aconteça antes do tempo necessário para que os usuários possam fugir da edificação.

Segundo Souto (2015), o dimensionamento pode ser realizado através de resultados de ensaios ou por meio de métodos analíticos de cálculo. A ABNT NBR 14323 (2013) apresenta recomendações para que possa ser utilizado o segundo procedimento através do método simplificado de dimensionamento, do método avançado, ou ainda de uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

Os métodos avançados de dimensionamento são definidos pela ABNT NBR 14323 (2013) como aqueles em que os princípios da engenharia de segurança contra incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas.

Nos itens subsequentes, apresentam-se aspectos referentes aos métodos simplificados de dimensionamento e às recomendações para verificação à temperatura ambiente e em situação de incêndio, segundo as normas ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 14323 (2013).

### **2.3.1 Método Simplificado de Dimensionamento**

O método simplificado se aplica a elementos estruturais envolvidos pelos gases quentes no interior de um compartimento em chamas. De acordo com Buchanan e Abu (2017), ele se baseia no dimensionamento para estados limites, semelhante ao realizado para temperaturas ambientes, com a diferença de que as cargas para a condição de incêndio, bem como o módulo de elasticidade e a resistência ao escoamento do aço, apresentam valores reduzidos em altas temperaturas. Através desse método, pode-se determinar a temperatura crítica do elemento, ou seja, aquela que provoca o colapso do elemento estrutural.

Silva (2004) aponta que ao se utilizar tal método considera-se, de forma simplificada, que há distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais de aço. No entanto, também é possível considerar uma distribuição não uniforme de temperatura, por meio de procedimentos favoráveis à segurança.

Ao se verificar isoladamente os elementos estruturais em relação a cada um dos esforços atuantes, Ricardo (2015) indica que a Equação 2.36 deve ser atendida:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (2.36)$$

sendo  $S_{d,fi}$  o valor de cálculo do esforço atuante, determinado para combinação excepcional de ações e  $R_{d,fi}$  o valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no qual se incluem os efeitos do incêndio.

### 2.3.2 Combinação Última das Ações

Um incêndio possui probabilidade extremamente baixa de ocorrência durante a vida útil da construção, podendo ser tratado como uma ação excepcional.

Segundo a ABNT NBR 14323 (2013), as combinações de ações excepcionais para situação de incêndio são expressas pelas seguintes equações:

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21 \cdot F_{Q,k} \quad (2.37)$$

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 \cdot F_{Q,k} \quad (2.38)$$

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 \cdot F_{Q,k} \quad (2.39)$$

em que:

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes diretas;

$F_{Q,exc}$  é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio;

$F_{Q,k}$  é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação;

$\gamma_g$  é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, fornecido pela ABNT NBR 14323 (2013).

A Equação 2.37 é válida para locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, como ocorre em edificações residenciais. A

Equação 2.38 pode ser aplicada a locais em que há predominância de pesos de equipamentos ou de elevadas concentrações de pessoas, como edificações comerciais, escritórios e locais de acesso público. Por fim, a Equação 2.39 aplica-se a bibliotecas, depósitos, oficinas e garagens.

### 2.3.3 Recomendações da ABNT NBR 8800 (2008) para o Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos

A norma indica que para peças submetidas à força de compressão, deve ser atendida a condição expressa pela Equação 2.40:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2.40)$$

em que  $N_{c,Sd}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo e  $N_{c,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo, dada pela Equação 2.41.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.41)$$

sendo  $A_g$  a área bruta da seção transversal da barra,  $f_y$  a tensão de escoamento do aço,  $Q$  o fator de redução associado à flambagem local,  $\chi$  o fator de redução associado à resistência à compressão e  $\gamma_{a1}$  o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10 para compressão.

A seguir apresentam-se as expressões e recomendações indicadas pela ABNT NBR 8800 (2008) para o cálculo dos parâmetros utilizados para obtenção de  $N_{c,Rd}$ .

#### 2.3.3.1 Cálculo do Coeficiente de Flambagem Local (Q)

Os elementos que fazem parte de seções transversais usuais, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada).

Em seções compostas por elementos AA e AL (perfis U e I, por exemplo), o coeficiente  $Q$  é dado pela Equação 2.42.

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (2.42)$$

em que  $Q_s$  e  $Q_a$  são os fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA, respectivamente.

A ABNT NBR 8800 (2008) indica que em seções compostas apenas de elementos AL, o coeficiente  $Q$  será o menor dos coeficientes  $Q_s$  entre os elementos que compõem a seção. Por outro lado, para seções compostas apenas de elementos AA, o coeficiente de redução  $Q$  será o menor dos coeficientes  $Q_a$ .

O parâmetro  $Q$  será igual a 1 caso a relação largura-espessura ( $b/t$ ) dos elementos componentes da seção não ultrapassar os limites estabelecidos pela norma. Isto indica, de acordo com Souza (2017), que não há redução de resistência em função da instabilidade local, ou que esta não ocorre.

A ABNT NBR 8800 (2008), fornece as expressões para cálculo dos valores de  $(b/t)_{lim}$  para diversos tipos de elementos. Para o caso de almas e mesas de perfis I soldados, como o analisado neste trabalho, esses parâmetros são dados pelas Equações 2.43 e 2.44, respectivamente.

$$(b/t)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.43)$$

$$(b/t)_{lim} = 0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y / k_c}} \quad (2.44)$$

com o coeficiente  $k_c$  dado por:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (2.45)$$

em que:  $h$  e  $t_w$  são, respectivamente, a altura e espessura da alma;  $E$  é o módulo de elasticidade do aço; e  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

Para perfis submetidos à força axial de compressão nos quais elementos componentes do tipo AA da seção transversal possuem relação ( $b/t$ ) superior ao valor limite, o valor de  $Q_a$  pode ser calculado por meio da Equação 2.46:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (2.46)$$

sendo  $A_g$  a área bruta e  $A_{ef}$  a área efetiva da seção transversal, dada por:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (2.47)$$

com o somatório se estendendo a todos os elementos AA. Nessa expressão,  $b$  e  $t$  são, respectivamente, a largura e espessura de um elemento comprimido AA. Já  $b_{ef}$  é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, fornecida pela Equação 2.48.

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[ 1 - \frac{c_a}{b/t} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (2.48)$$

onde  $c_a$  é um coeficiente igual a 0,38 para mesas e almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os demais elementos AA.  $\sigma$  é a tensão que pode atuar no elemento analisado, podendo-se adotar, de forma conservadora, como igual a  $f_y$ .

Para o cálculo de  $Q_s$  de elementos comprimidos AL dos grupos 4 e 5, que incluem, respectivamente, as mesas de seções I laminadas e soldadas, analisadas neste trabalho, a ABNT NBR 8800 (2008) fornece as seguintes expressões:

- **Elementos do grupo 4:**

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.49)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \cdot (b/t)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.50)$$

- **Elementos do grupo 5:**

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \cdot \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c}\right)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c}\right)}} \quad (2.51)$$

$$Q_s = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c}{f_y \cdot (b/t)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{f_y}{k_c}\right)}} \quad (2.52)$$

em que:  $b$  e  $t$  são, respectivamente, a largura e espessura do elemento AL;  $E$  é o módulo de elasticidade do aço; e  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

### 2.3.3.2 Cálculo do Índice de Esbeltez Reduzido

Este parâmetro pode ser calculado segundo a Equação 2.53:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.53)$$

onde  $A_g$  é a área bruta da seção transversal,  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço e  $N_e$  é a força normal de flambagem elástica.

O parâmetro  $N_e$  é definido para o modo de flambagem mais crítico, ou seja, aquele que fornecer o menor valor da carga. Para seções duplamente simétricas, como os perfis I estudados neste trabalho, a flambagem ocorre por flexão ou por torção, sendo  $N_e$  obtido por uma das seguintes equações:

$$N_e = N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.54)$$

$$N_e = N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (2.55)$$

$$N_e = N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_T \right] \quad (2.56)$$

sendo:  $E$  o módulo de elasticidade do aço;  $I_x$  e  $I_y$  os momentos de inércia da seção transversal em torno dos eixos  $x$  e  $y$ ;  $G$  o módulo de elasticidade transversal do aço;  $I_T$  o momento de inércia à torção da seção;  $C_w$  a constante de empenamento da seção transversal;  $K_x L_x$ ,  $K_y L_y$  e  $K_z L_z$  os comprimentos de flambagem à flexão e à torção, respectivamente, sendo os coeficientes  $K_x$  e  $K_y$  dados na Figura 2.9 e o



coeficiente  $K_z$  igual a 1 para barras com rotação impedida e empenamento livre em ambas as extremidades e a 2 para rotação e empenamento livres em uma extremidades e impedidos na outra; e  $r_o$  o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado pela Equação 2.57.

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} \quad (2.57)$$

em que  $r_x$  e  $r_y$  são os raios de giração em torno dos eixos x e y e  $x_o$  e  $y_o$  são as coordenadas do centro de cisalhamento em relação ao centro geométrico da seção.

Figura 2.9 - Coeficiente de flambagem por flexão para elementos isolados.

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

### 2.3.3.3 Cálculo do Fator de Redução $\chi$

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , é dado por:

$$\chi = 0,658^{\lambda_o^2}, \text{ para } \lambda_o \leq 1,5 \quad (2.58)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_o^2}, \text{ para } \lambda_o > 1,5 \quad (2.59)$$

O valor de  $\chi$  também pode ser obtido por meio do gráfico apresentado na Figura 2.10, fornecido pela ABNT NBR 8800 (2008).

Figura 2.10 - Fator  $\chi$  em função de  $\lambda_0$ .



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

#### 2.3.3.4 Limitação do Índice de Esbeltez

Segundo Souza (2017), os estados limites de serviço em barras comprimidas estão ligados à esbeltez da barra. O índice de esbeltez da barra é dado pela maior relação  $KL/r$ , em que  $KL$  é o comprimento de flambagem na direção avaliada e  $r$  o raio de giração correspondente. Essa relação, conforme a ABNT NBR 8800 (2008), deve ser inferior a 200.

#### 2.3.4 Recomendações da ABNT NBR 14323 (2013) para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio

Para as barras comprimidas, com distribuição uniforme de temperatura, o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio é expresso por  $N_{fi,Rd}$ , sendo calculado de duas formas diferentes, a depender da ocorrência da flambagem local.

Semelhante às recomendações da ABNT NBR 8800 (2008), tem-se que os perfis que não apresentam flambagem local em situação de incêndio são aqueles cujos elementos componentes da seção transversal não possuem relação  $(b/t)$  superior ao valor limite  $(b/t)_{fi,lim}$ . A relação  $(b/t)$  é a mesma definida pela ABNT

NBR 8800 (2008), enquanto o valor de  $(b/t)_{fi,lim}$  é obtido multiplicando-se  $(b/t)_{lim}$  fornecido pelas Equações 2.43 e 2.44 por um fator igual a 0,85.

- **Perfis não sujeitos à flambagem local:**

A força axial resistente de cálculo para um elemento de aço comprimido em situação de incêndio é dada por:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (2.60)$$

onde:  $k_{y,\theta}$  é o fator de redução para a resistência ao escoamento do aço, apresentado anteriormente;  $A_g$  é a área bruta da seção transversal do perfil analisado;  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço; e  $\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, dado pela Equação 2.61.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (2.61)$$

com

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (2.62)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.63)$$

sendo  $\lambda_{0,fi}$  o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado pela seguinte expressão:

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} \quad (2.64)$$

onde  $\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido à temperatura ambiente, calculado conforme a ABNT NBR 8800 (2008).

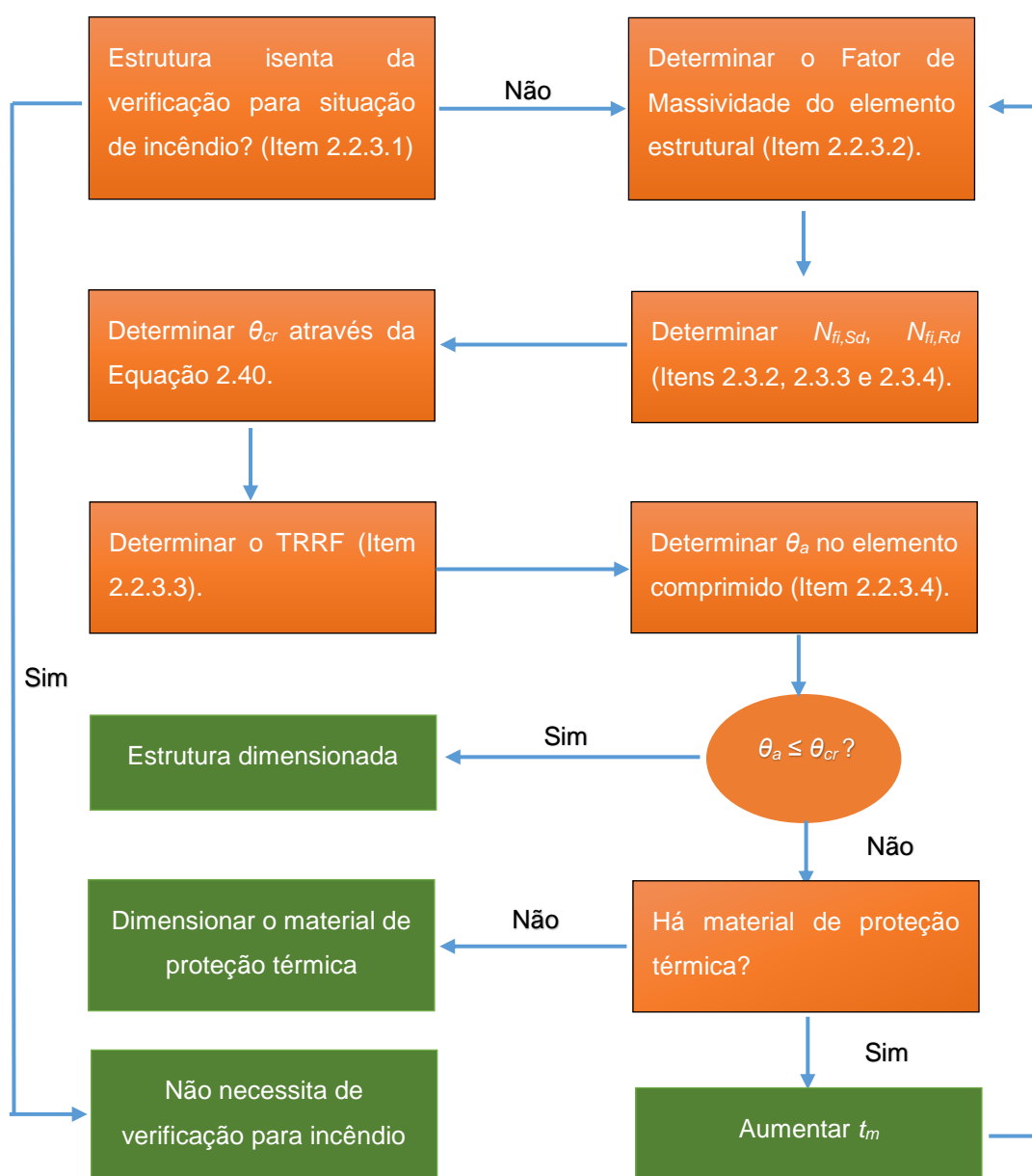
- **Perfis sujeitos à flambagem local:**

Nestes casos, a ABNT NBR 14323 (2013) indica a Equação 2.65 para o cálculo do esforço normal resistente:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y \quad (2.65)$$

em que:  $\chi_{fi}$  é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, calculado por meio da Equação 2.61, mas com o índice de esbeltez reduzido à temperatura ambiente  $\lambda_0$ ;  $k_{\sigma,\theta}$  é o fator de redução fornecido na Figura 2.8; e  $A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal, obtida multiplicando-se a área bruta pelo fator de redução total  $Q$ , apresentado em 2.3.3.1.

### 2.3.5 Roteiro Simplificado para o Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos em Situação de Incêndio





### 3 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

O projeto de estruturas deve ser realizado considerando-se determinados requisitos para que apresente um desempenho adequado ao longo de sua vida útil. Segundo Beck (2014), estes requisitos são representados por estados limites, cujo não atendimento representa um estado indesejável da estrutura. Os estados limites se dividem em duas categorias fundamentais:

- **Estados limites últimos:**

São aqueles que envolvem a perda de equilíbrio da estrutura ou parte dela por movimento de corpo rígido, o alcance da capacidade resistente máxima dos membros ou conexões, ocorrendo ruptura ou deformação excessiva ou mesmo a ocorrência de instabilidade da estrutura ou partes dela.

- **Estados limites de serviço:**

Estes correspondem aos requisitos de serviço da estrutura e a condições normais de uso. Incluem o surgimento de fissuras, deformações não aceitáveis e vibrações excessivas.

Os estados limites são representados por equações que envolvem diversas variáveis associadas ao problema analisado. No entanto, Barbosa (2004) destaca que existem incertezas inerentes a essas variáveis, sendo conveniente se realizar uma análise em termos probabilísticos visando assegurar o desempenho adequado da estrutura através da determinação da probabilidade de falha.

Portanto, a análise de confiabilidade permite que as incertezas das variáveis sejam consideradas por meio das distribuições probabilísticas e seus respectivos parâmetros. A probabilidade de falha representa uma medida associada à segurança da estrutura, e seu valor, bem como o do índice de confiabilidade correspondente, pode ser determinado por meio de métodos de transformação ou de simulação.

#### 3.1 Problema Fundamental de Confiabilidade

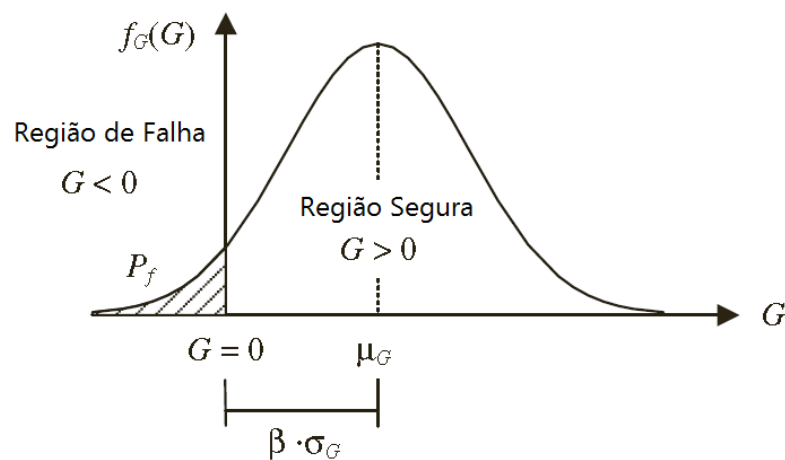
O problema básico em confiabilidade estrutural consiste em tomar duas variáveis aleatórias  $R$  e  $S$ , com distribuições normais e independentes entre si, segundo a equação de estado limite mostrada a seguir (SOUTO, 2015). Uma vez que  $R$  e  $S$  possuem distribuições normais, a variável aleatória  $G$  também é Gaussiana.

$$G(R,S) = R - S \quad (3.1)$$

Sendo  $R$  a resistência e  $S$  a solicitação, a falha ocorrerá quando o valor de  $S$  exceder o de  $R$ , ou seja, quando  $G < 0$  (Figura 3.1). Com isso, a probabilidade de falha corresponde à probabilidade de que  $G < 0$ , ou seja:

$$P_f = P[G < 0] \quad (3.2)$$

Figura 3.1 - Distribuição da densidade de probabilidade de falha de  $G$ .



Fonte: Ricardo (2015).

Se  $R$  e  $S$  são variáveis aleatórias independentes entre si, a média e o desvio padrão de  $G$  podem ser calculados pelas Equações 3.3 e 3.4, respectivamente (BECK, 2014):

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (3.3)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (3.4)$$

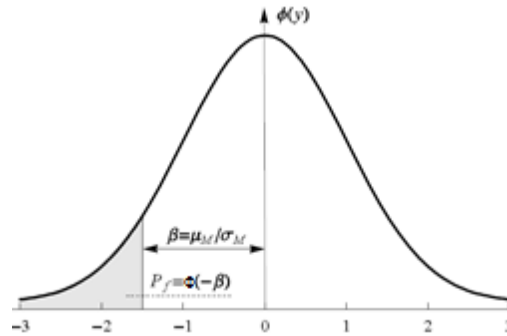
Transformando  $G$  em uma variável aleatória normal padrão  $Y$  (Figura 3.2), através da Equação 3.5 (transformação de Hasofer e Lind), define-se o índice de confiabilidade  $\beta$ , que pode ser interpretado como a distância entre a origem, na qual se situa o valor médio da distribuição e o valor no qual  $G(R,S)$  é zero. A probabilidade de falha e o índice de confiabilidade se relacionam através da Equação 3.6.

$$Y = \frac{G - \mu_G}{\sigma_G} \quad (3.5)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.6)$$

em que  $\Phi$  é a função cumulativa normal padrão.

Figura 3.2 - Probabilidade de falha em termos da variável normal padrão Y.



Fonte: Beck (2014 *apud* Ricardo, 2015).

O índice de confiabilidade  $\beta$  pode ser obtido por meio da Equação 3.7, para o caso em que as variáveis possuem distribuições normais de probabilidade e são independentes entre si (BASTOS, 2012).

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.7)$$

Para os problemas de engenharia em geral, as diversas variáveis aleatórias envolvidas são armazenadas em um vetor  $\mathbf{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$ , sendo a resistência  $R(\mathbf{X})$  e a solicitação  $S(\mathbf{X})$  funções de variáveis aleatórias.

Havendo  $n$  variáveis aleatórias com variados tipos de distribuição de densidade de probabilidade sujeitas a um estado limite, a probabilidade de falha pode ser obtida por meio da integral da função da densidade de probabilidade conjunta sobre a região de falha (BARBOSA, 2004). Logo, a probabilidade de falha é dada por:

$$P_f = \int \dots \int_{G(\mathbf{X}) < 0} f_{\mathbf{X}}(X_1, X_2, \dots, X_n) dX_1 dX_2 \dots dX_n \quad (3.8)$$

onde  $f_{\mathbf{X}}(X_1, X_2, \dots, X_n)$  representa a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias.



Além disso, o índice de confiabilidade  $\beta_c$  para estes casos foi proposto por Cornell (1969) *apud* Saraiva (1997), sendo fornecido pela Equação 3.9:

$$\beta_c = \frac{E[G(\mathbf{X})]}{\sqrt{\text{Var}[G(\mathbf{X})]}} \quad (3.9)$$

No entanto, a obtenção da probabilidade de falha através da Equação 3.8 é uma tarefa complexa, uma vez que em praticamente todos os casos não se tem posse da função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias, sendo necessário utilizar-se outras técnicas analíticas ou numéricas (SANTOS e GOUVEIA, 2015, *apud* SILVA 2016).

Dentre os métodos utilizados para a solução de problemas de confiabilidade, tem-se o método de Monte Carlo e os métodos aproximados, dentre os quais podem ser citados o *First Order Reliability Method* (FORM) e *Second Order Reliability Method* (SORM).

### 3.2 Método de Monte Carlo

Este método consiste em uma simulação que envolve a utilização de números aleatórios associados a um certo problema. Segundo Beck (2014), a simulação é uma técnica que permite a resolução de problemas complexos, possibilitando a previsão do comportamento a longo prazo de sistemas de naturezas diversas, não havendo restrições quanto ao número de variáveis ou à complexidade do modelo.

No escopo da análise estrutural, o método surge como uma forma de simular numericamente experimentos não realizáveis na prática, que consistem em testar a estrutura para o máximo de combinações possíveis de ações e resistências, sendo estas variáveis aleatórias.

#### 3.2.1 Formulação do Método

De acordo com a Equação 3.8, a determinação da probabilidade de falha é realizada por meio da integração da função de densidade de probabilidade conjunta sobre a região na qual  $G(\mathbf{X}) < 0$ , também conhecida como domínio de falha ( $D_f$ ), o qual pode ser representado por meio de uma função indicadora  $I[\mathbf{x}]$  dada por:

$$I[\mathbf{x}] = 1 \text{ se } \mathbf{x} \in D_f \text{ (falha)} \quad (3.10)$$

$$I[\mathbf{x}] = 0 \text{ se } \mathbf{x} \notin D_f \text{ (sobrevivência)}$$

A multiplicação da função  $I[\mathbf{x}]$  pela Equação 3.8 permite que a probabilidade de falha seja calculada por meio de uma integral sobre todo o domínio do problema ( $\Omega$ ), ou seja:

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\Omega \quad (3.11)$$

Segundo Ricardo (2015), considerando-se uma amostra de tamanho finito, o valor da probabilidade de falha é dado pela Equação 3.12.

$$\hat{P}_f \cong \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[\mathbf{x}_i] = \frac{n_f}{n_{si}} \quad (3.12)$$

na qual  $n_f$  representa o número de pontos no domínio de falha e  $n_{si}$  corresponde ao número de simulações realizadas.

Uma vez que a probabilidade de falha é estimada com base em um número limitado de amostras, seu valor está sujeito a um erro estatístico. Beck (2014) apresenta a seguinte expressão para estimativa da variância correspondente:

$$\text{Var}[\hat{P}_f] = \frac{1}{(n_{si} - 1)} \sum_{i=1}^{n_{si}} (I[\mathbf{x}_i] - \hat{P}_f)^2 \quad (3.13)$$

Sendo  $k$  um parâmetro associado ao nível de confiabilidade, segundo uma distribuição normal e através da combinação das Equações 3.12 e 3.13, tem-se que o intervalo de confiança (i.c.) é dado por:

$$\hat{P}_f - k\sqrt{\text{Var}[\hat{P}_f]} \leq P_f \leq \hat{P}_f + k\sqrt{\text{Var}[\hat{P}_f]} \quad (3.14)$$

A variância da  $P_f$  representa a incerteza ou erro estatístico da simulação. Através da Equação 3.13, percebe-se que a incerteza torna-se menor com o aumento do número de simulações  $n_{si}$ , chegando a 0 para  $n_{si} \rightarrow \infty$ . Além disso, tem-se que, quanto menor for a ordem de grandeza da probabilidade de falha, maior será o número de simulações necessário para que se obtenha uma mesma variância. O coeficiente de variação da  $P_f$  é dado por:

$$CV_{P_f} = \frac{\sqrt{\text{Var}[\hat{P}_f]}}{E[\hat{P}_f]} \approx \frac{1}{\sqrt{n_{si} P_f}} \quad (3.15)$$

De acordo com Beck (2014) e com base na Equação 3.15, uma probabilidade de falha da ordem de  $10^{-p}$ , com  $CV_{P_f} \leq 10\%$  requer aproximadamente  $10^{p+2}$  simulações. Para problemas de análise estrutural, que em geral estão associados a baixas probabilidades de falha, o número de simulações necessário pode ser muito grande, o que implica em um elevado custo computacional. No entanto, a utilização de técnicas de redução da variância, que não serão abordadas neste trabalho, bem como o aumento da capacidade dos computadores, surgem como soluções para este problema.

Em síntese, o método de Monte Carlo consiste na geração de  $n_{si}$  amostras, seguida da verificação da ocorrência de falha ou não para cada amostra, com base na função indicadora e, por fim, na estimativa da média e variância da probabilidade de falha através das Equações 3.12 e 3.13.

### 3.3 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem – FORM

O método de confiabilidade de primeira ordem, FORM (*First Order Reliability Method*) baseia-se na construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ , que é transformada para o espaço normal padrão  $\gamma$ .

A determinação da função conjunta de distribuição de probabilidades  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ , é feita com base nas distribuições de probabilidades de cada variável do problema, bem como na matriz constituída pelos coeficientes de correlação entre os pares de variáveis, cuja equação é apresentada abaixo.

$$R_{\mathbf{x}} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{x_{12}} & \dots & \rho_{x_{1n}} \\ \rho_{x_{21}} & 1 & \dots & \rho_{x_{2n}} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \rho_{x_{n1}} & \rho_{x_{n2}} & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

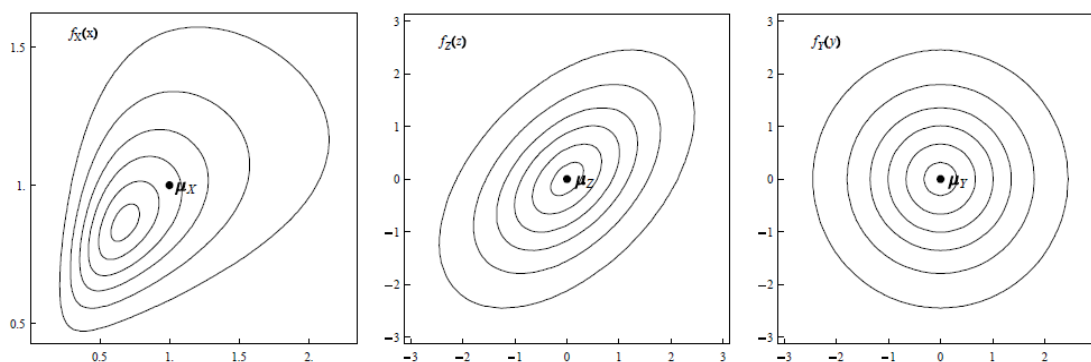
em que  $n$  representa o número de variáveis aleatórias envolvidas no problema.

A transformação de  $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$  em uma distribuição Gaussiana padrão  $f_{\gamma}(\gamma)$  pode ser feita por meio da transformação de Rosenblatt (1952) ou através da transformação

composta de Nataf (1962), ambas detalhadas em Beck (2014). De maneira simplificada, esta última envolve os seguintes passos:

1. Transformação das distribuições das variáveis aleatórias originais em distribuições normais equivalentes (conjunto de variáveis  $Z$  correlacionadas);
2. Determinação de coeficientes de correlação equivalentes através do modelo de Nataf;
3. Eliminação da correlação entre as variáveis aleatórias através de decomposição ortogonal ou da fatoração de Cholesky da matriz de correlação.

Figura 3.3 - Ilustração da transformação composta.

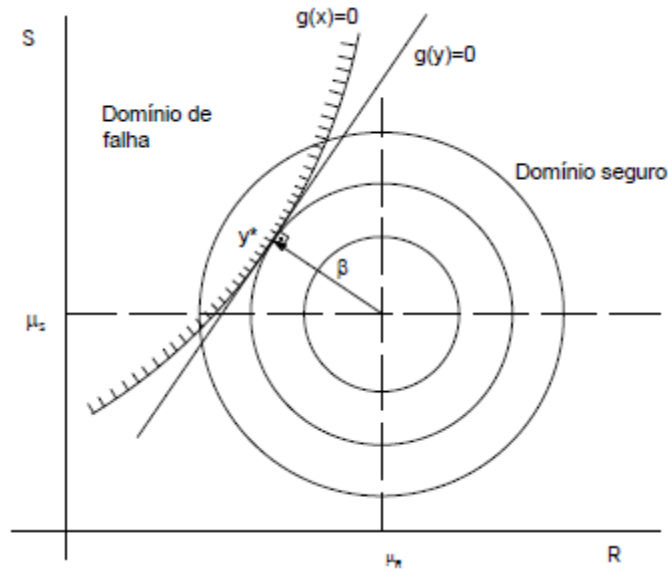


Fonte: Beck (2014).

A próxima etapa consiste em determinar o domínio de integração da Equação 3.8, definido a partir de uma equação de estado limite. De acordo com Ricardo (2015), se a equação de estado limite for linear, ela pode ser representada no espaço normal padrão por meio de uma reta e o índice de confiabilidade pode ser determinado por meio da Equação 3.9.

No entanto, caso a equação de estado limite seja não-linear, a solução do problema passa a ser a resolução de um problema de otimização, aproximando o domínio de falha por um hiperplano que passa no ponto de projeto (Figura 3.4). Conforme Barbosa (2004), existem diversos algoritmos que podem ser utilizados para resolver este problema, destacando-se o desenvolvido por Hasofer e Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978), denominado HLRF.

Figura 3.4 - Equação de estado limite  $g(x)$  e sua versão linearizada  $g(y)$ .



Fonte: Melchers (1999, *apud* Soares *et al.* 2014).

### 3.3.1 Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler - HLRF

Neste algoritmo, a determinação do ponto de projeto consiste em encontrar o ponto  $y$  na superfície  $G(y) = 0$  próximo à origem, através da perpendicularização entre o vetor posição e a superfície  $G(y) = 0$ .

Para isso, inicialmente toma-se um ponto  $y_k$  qualquer, sendo realizada uma expansão em série de Taylor da equação de estado limite em torno deste ponto, sendo considerados apenas os termos de primeira ordem. Dado o gradiente da função de falha no espaço normal padrão avaliado no ponto  $y_k$ ,  $\nabla g(y_k)$ , o novo ponto  $y_{k+1}$  será dado sobre a equação linearizada, de forma que  $\tilde{g}(y_{k+1}) = 0$ . Logo:

$$\tilde{g}(y_{k+1}) = g(y_k) + \nabla g(y_k)^T \cdot (y_{k+1} - y_k) = 0 \quad (3.17)$$

Sendo  $\beta_k$  o valor inicial do índice de confiabilidade e  $\alpha_k$  o vetor de cossenos diretores da equação de estado limite no ponto  $y_k$ , dados pelas Equações 3.18 e 3.19, respectivamente, e substituindo-se esses valores na Equação 3.17, obtêm-se a Equação 3.20, utilizada na determinação do novo ponto.

$$\beta_k = \sqrt{\mathbf{y}_k^T \cdot \mathbf{y}_k} \quad (3.18)$$

$$\alpha_k = \frac{\nabla g(\mathbf{y}_k)}{\|\nabla g(\mathbf{y}_k)\|} \quad (3.19)$$

$$\mathbf{y}_{k+1} = -\alpha_k \cdot \left[ \beta_k + \frac{g(\mathbf{y}_k)}{\|\nabla g(\mathbf{y}_k)\|} \right] \quad (3.20)$$

A expressão 3.20 é utilizada de forma iterativa até que ocorra a convergência em  $\mathbf{y}$  ou em  $\beta$ .

Contudo, o uso do algoritmo HLRF não apresenta garantia de convergência. Sua aplicação em problemas com equações de estado limite altamente não-lineares, dependentes de variáveis aleatórias fortemente não-Gaussianas e correlacionadas pode levar a resultados espúrios (SOUTO, 2015). Com isso, é possível utilizar a versão modificada do algoritmo, iHLRF, que, segundo Ricardo (2015), apresenta garantia de convergência desde que seus parâmetros sejam escolhidos de forma adequada.

### 3.3.2 Algoritmo HLRF melhorado, iHLRF

O algoritmo HLRF melhorado, iHLRF (*improved HLRF*), corrige as limitações do HLRF anteriormente mencionadas através de um fator de ajuste do tamanho do passo  $\lambda_k$  durante cada iteração (GARCÍA, 2015). O ajuste depende da direção de busca (Equação 3.21) e da otimização do tamanho do passo.

$$\mathbf{d}_k = \mathbf{y}_{k+1} - \mathbf{y}_k = \frac{\nabla g(\mathbf{y}_k)^T \cdot \mathbf{y}_k - g(\mathbf{y}_k)}{\|\nabla g(\mathbf{y}_k)\|^2} \cdot \nabla g(\mathbf{y}_k) - \mathbf{y}_k \quad (3.21)$$

Com isso, a determinação do novo ponto de projeto é feita por meio da Equação 3.22, utilizando-se um passo ótimo.

$$\mathbf{y}_{k+1} = \mathbf{y}_k + \lambda_k \cdot \mathbf{d}_k \quad (3.22)$$

Para o HLRF original, o novo ponto é determinado fazendo-se  $\lambda_k = 1$ . Já no iHLRF, a determinação do passo ótimo ( $\lambda_k \neq 1$ ) é feita através da utilização de uma função mérito  $m(\mathbf{y})$ . De acordo com Beck (2014), a cada iteração, após o cálculo da

direção de busca, realiza-se uma busca linear para encontrar o passo  $\lambda_k$  que minimiza a função mérito, ou seja:

$$\lambda = \arg \min [m(y_k + \lambda d_k)] \quad (3.23)$$

Contudo, devido à complexidade de resolução deste problema, substitui-se o passo por outro que não minimiza a função mérito, mas a reduz suficientemente. Para isso, utiliza-se a regra de Armijo (LUENBERGER, 2003):

$$\lambda = \max_{n \in \mathbb{N}} \left[ b^n \mid m(y_k + b^n d_k) - m(y_k) \leq -ab^n \|\nabla m(y_k)\|^2 \right], \quad a, b \in (0,1) \quad (3.24)$$

Zhang e Der Kiureghian (1997) propõem a função de mérito apresentada abaixo:

$$m(\mathbf{y}) = \frac{1}{2} \|\mathbf{y}\|^2 + c|g(\mathbf{y})| \quad (3.25)$$

a qual, segundo Beck (2014), possui duas propriedades importantes que asseguram a convergência incondicional do algoritmo:

1. A direção de busca  $d_k$  é direção de descida na função mérito desde que:

$$c > \frac{\|\mathbf{y}\|}{\|\nabla g(\mathbf{y})\|} \quad (3.26)$$

2. Ela atinge um mínimo no ponto de projeto desde que observada a mesma restrição em c.

### 3.3.3 Fator de Importância

As medidas de sensibilidade são utilizadas para determinar a contribuição das variáveis aleatórias na probabilidade de falha. O método FORM, além de fornecer a probabilidade de falha, possibilita a obtenção dessas medidas. Segundo Madsen *et al.* (1986 *apud* Ricardo, 2015), várias medidas de sensibilidade podem ser utilizadas, como: fatores de importância, fatores de omissão ou fatores de sensibilidades métricos.

A determinação do fator de importância é feita por meio dos cossenos diretores calculados na utilização do método FORM. Portanto, o fator de importância de cada variável envolvida na análise de confiabilidade é dado por:

$$I_i = \alpha_i^2 \quad (3.27)$$

em que  $\alpha_i$  é o cosseno diretor com relação a variável aleatória  $X_i$ , calculado por meio da Equação 3.19.

Geralmente, problemas de confiabilidade estrutural tendem a apresentar um elevado número de variáveis aleatórias. Diante disso, conforme Souto (2015), conhecer a influência dessas variáveis no processo em estudo facilita a compreensão e interpretação dos dados, podendo, inclusive, levar à conclusão de que uma variável com baixo fator de importância ( $\alpha_i \approx 0$ ) pode ser tomada como determinística na análise, reduzindo o custo computacional.

Por fim, Beck (2014) afirma que as medidas de sensibilidades são lineares e, portanto, servem apenas como aproximações para equações de estado limite não-lineares e para distribuições de probabilidade não normais.

### 3.4 Índice de Confiabilidade Alvo

Na seção 3.1 foi apresentado o índice de confiabilidade e nas seções seguintes foram mostradas formas de se obtê-lo. No entanto, conhecido o índice de confiabilidade do problema em estudo, bem como sua probabilidade de falha, é necessário verificar a aceitabilidade dessas medidas de segurança. Nesse contexto, os índices de confiabilidade alvo surgem como representações dos critérios de aceitação dos projetos por parte da sociedade.

Os índices de confiabilidade alvo relacionam as consequências da falha aos custos da segurança da estrutura. Segundo Ricardo (2015), determinar um índice alvo ideal é impossível, dada a dificuldade de se quantificar o custo de uma falha, principalmente quando esta pode levar a mortes ou danos ambientais. Diante disso, algumas normas fornecem valores de referências para tais índices.

Alguns valores para os índices de confiabilidade de referência, bem como as probabilidades de falha correspondentes, são fornecidos pelo *Joint Committee on Structural Safety*, ou JCSS (2001). A Tabela 3 apresenta os valores desses índices



para os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) referentes ao período de um ano. É visível que os índices de confiabilidade aumentam com o custo de segurança do projeto e com a gravidade das consequências da falha.

Tabela 3 - Índices de confiabilidade alvos para ELU e ELS relativos a um período de um ano.

Custo de segurança	ELU			ELS
	Consequências de falha			
	Leves	Moderadas	Graves	
Grande (A)	$\beta = 3,1$ ( $p_F \approx 10^{-3}$ )	$\beta = 3,3$ ( $p_F \approx 5 \times 10^{-4}$ )	$\beta = 3,7$ ( $p_F \approx 10^{-4}$ )	$\beta = 1,3$ ( $p_F \approx 10^{-1}$ )
Normal (B)	$\beta = 3,7$ ( $p_F \approx 10^{-4}$ )	$\beta = 4,2$ ( $p_F \approx 10^{-5}$ )	$\beta = 4,4$ ( $p_F \approx 5 \times 10^{-6}$ )	$\beta = 1,7$ ( $p_F \approx 5 \times 10^{-2}$ )
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$ ( $p_F \approx 10^{-5}$ )	$\beta = 4,4$ ( $p_F \approx 5 \times 10^{-6}$ )	$\beta = 4,7$ ( $p_F \approx 10^{-6}$ )	$\beta = 2,3$ ( $p_F \approx 10^{-2}$ )

Fonte: Adaptado de JCSS (2001).

Segundo o JCSS (2001), as consequências de falha leves são aquelas em que o risco à vida e as consequências econômicas, dada a ocorrência da falha, são pequenos ou desprezíveis, como em estruturas agrícolas. Por sua vez, as consequências moderadas apresentam risco à vida ou impactos econômicos consideráveis, como ocorre em edifícios de escritório e apartamentos. Finalmente, as consequências graves estão associadas a riscos à vida e consequências econômicas significativos, como em pontes, teatros e hospitais.

## 4 METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada detalhadamente a metodologia do trabalho. Inicialmente, o módulo computacional mecânico desenvolvido é descrito. Em seguida, apresenta-se a estrutura analisada, bem como a caracterização estatística das variáveis aleatórias envolvidas. Finalmente, a análise de confiabilidade realizada é descrita.

### 4.1 Ferramenta Computacional Desenvolvida

Para realizar o dimensionamento da coluna de aço comprimida à temperatura ambiente segundo a ABNT NBR 8800 (2008) e efetuar as verificações para situação de incêndio conforme a ABNT NBR 14323 (2013), foram desenvolvidas planilhas eletrônicas, sendo cada uma brevemente explicada a seguir:

- *Isenção* – Tem por função determinar, de acordo com as características da edificação e do tipo de uso a que é destinada se é necessário que os elementos estruturais sejam verificados para a situação de incêndio;
- *Fator de Massividade* – Calcula este parâmetro para perfis com 3 ou 4 faces expostas ao incêndio, havendo ou não proteção térmica, podendo esta última ser do tipo caixa ou do tipo contorno;
- *Grau de Ventilação* – Obtêm, em função das dimensões do compartimento em que se situa a estrutura e das aberturas existentes, o grau de ventilação, utilizado para a construção da curva de incêndio natural;
- *Propriedades Aço* – Fornece o calor específico, a condutividade térmica e a dilatação térmica do aço para diferentes temperaturas, conforme a ABNT NBR 14323 (2013);
- *Carga de incêndio* – Faz as ponderações na carga de incêndio propostas pelo EN 1991-1-2, a depender da existência de medidas de proteção ativa, da área do piso do compartimento e de sua ocupação;
- *Temperatura dos Gases* – Constrói as curvas de incêndio padrão e natural, obtendo a temperatura dos gases ao longo do tempo;
- *Temperatura do Aço* – Calcula a variação da temperatura no elemento estrutural de aço em função da existência ou não de proteção térmica, das suas propriedades térmicas e espessura, bem como do número de lados expostos ao incêndio;

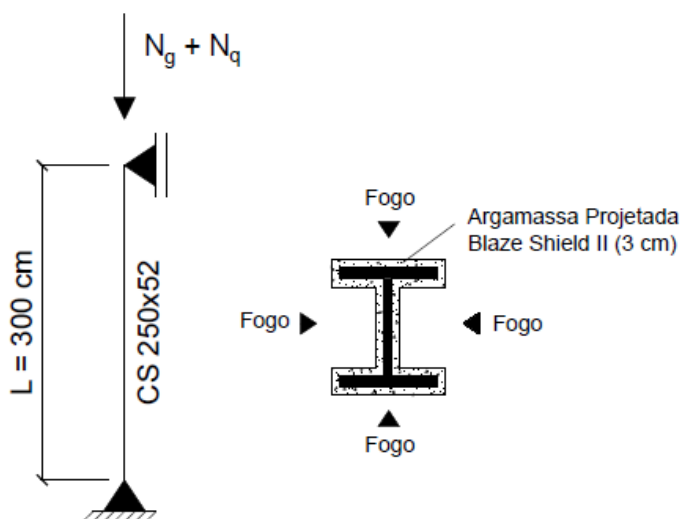
- *TRRF* – Calcula o tempo mínimo ao longo do qual as estruturas devem suportar o incêndio, segundo o método tabular proposto pela ABNT NBR 14432 (2000) e o método do tempo equivalente (ABNT NBR 14323 (2013));
- *Verificação Esforços (Temperatura Ambiente.)* – Faz as ponderações dos esforços solicitantes e calcula os esforços normais resistentes para colunas de aço comprimidas à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 8800 (2008);
- *Verificação Esforços (Situação de Incêndio)* – Obtêm o esforço normal solicitante de cálculo e o esforço normal resistente para colunas de aço comprimidas em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 14323 (2013). Além disso, através da função *Solver* do *Microsoft® Excel*, utilizada para resolução de problemas de otimização, pode-se obter a temperatura crítica do elemento estrutural.

As planilhas foram validadas a partir de resultados presentes em Silva (2004), Buchanan e Abu (2017), Souto (2015), Ricardo (2015) e exemplos desenvolvidos pelo autor.

## 4.2 Problema Analisado

A análise de confiabilidade foi realizada para uma coluna de aço de 3 m de comprimento, constituída por um perfil *CS 250x52*, aço *ASTM A36*, cuja tensão de escoamento, segundo o Anexo A da ABNT NBR 8800 (2008) equivale a 250 MPa. A estrutura foi dimensionada à temperatura ambiente para suportar uma carga permanente  $N_g$  de 400 kN e uma carga variável  $N_q$  de 250 kN. A Figura 4.1 ilustra a configuração da coluna analisada.

Figura 4.1 - Coluna de aço analisada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Considerou-se a coluna como pertencente a um edifício comercial hipotético de 20 metros de altura, tendo o maior pavimento uma área de 300 m<sup>2</sup>. Para este caso, o TRRF segundo o método tabular equivale a 60 minutos, sendo esse valor adotado para o estudo.

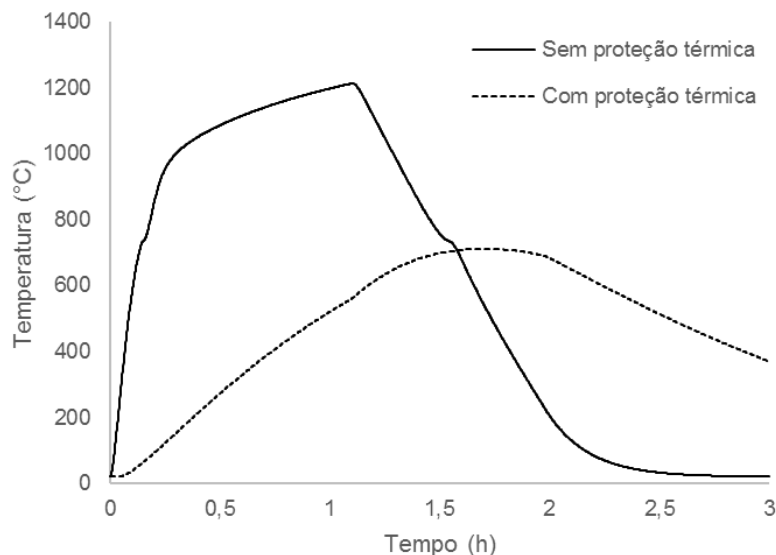
A modelagem do incêndio foi feita utilizando-se a curva natural, para uma carga de incêndio de 564 MJ/m<sup>2</sup>, adotada com base em Guo *et al.* (2012). O compartimento utilizado para modelagem do incêndio foi uma sala com 4 metros de largura por 6 metros de comprimento e 3 m de altura, contendo uma abertura de 2 m x 1,5 m e uma de 2 m x 2 m.

A verificação da estrutura para situação de incêndio indicou uma temperatura crítica de 553,89 °C. Considerando-se a estrutura exposta ao incêndio em suas 4 faces, analisou-se inicialmente a variação da temperatura para a condição sem proteção térmica, na qual obteve-se, para 60 minutos, uma temperatura de 1197,09 °C, o que indicou a necessidade de dimensionamento de uma proteção térmica.

O revestimento térmico utilizado foi a argamassa projetada Blaze Shield II, cujas propriedades térmicas foram adotadas com base em Guimarães (2007), sendo a condutividade térmica, o calor específico e a densidade iguais a 0,15 W/m °C, 2300 J/kg °C e 240 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. A Figura 4.2 ilustra as temperaturas na coluna com e sem proteção térmica. Nota-se que há uma redução significativa na temperatura da coluna quando se considera a proteção térmica no elemento. Para

uma espessura, dimensionada, de 3 cm de argamassa projetada, a temperatura do aço reduziu de 1197,09 °C para 520,38 °C, após 60 minutos de incêndio.

Figura 4.2 - Variação da temperatura na estrutura com e sem proteção térmica.



Fonte: Elaborada pelo autor.

#### 4.2.1 Caracterização Estatística do Problema

Apesar de as formulações propostas pelas normas se tratarem de simplificações, uma grande quantidade de parâmetros está associada à ação das altas temperaturas nas estruturas.

Na etapa de modelagem do incêndio, ao se utilizar a curva natural, a carga de incêndio, o grau de ventilação e a inércia térmica são variáveis que influenciam diretamente a variação da temperatura dos gases. Por sua vez, a análise térmica da estrutura depende da espessura da proteção térmica e das propriedades térmicas desta e do aço. Finalmente, a análise estrutural é influenciada pela temperatura do aço e por suas propriedades mecânicas, bem como pela intensidade do carregamento, que possui componentes permanentes e variáveis.

Na Tabela 4 são apresentadas as variáveis aleatórias selecionadas para análise, seus valores médios e demais propriedades estatísticas, obtidos com base na literatura.

Tabela 4 - Propriedades estatísticas das variáveis analisadas.

Análise	Variável	Distribuição	Média	COV	Fonte
Modelagem do incêndio	Carga de incêndio específica	Gumbel	564 MJ/m <sup>2</sup>	0,62	[1]*
	Grau de ventilação	Normal	0,034 m <sup>1/2</sup>	0,05	[2]*
	Inércia térmica	Normal	423,5 Ws <sup>1/2</sup> /m <sup>2</sup> K	0,09	[1]
Análise térmica	Espessura do revestimento	Lognormal	31,5875 mm	0,20	[2]
	Calor específico do revestimento	Normal	2300 J/kg°C	0,24	[3]*
	Cond. térmica do revestimento	Lognormal	0,15 W/m°C	0,24	[1]
	Densidade do revestimento	Normal	240 kg/m <sup>3</sup>	0,24	[3]
Análise estrutural	Carga permanente	Normal	420 kN	0,10	[1]
	Carga variável	Gumbel	250 kN	0,25	[4]*
	A <sub>a</sub>	Normal	1	0,04	[5]*
	B <sub>a</sub>	Normal	1	0,20	[5]
	E <sub>a</sub>	Normal	1	0,05	[5]
	Tensão de escoamento	Lognormal	257,5 MPa	0,063	[3]
Módulo de elasticidade	Normal	208 GPa	0,05	[3]	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os parâmetros aleatórios  $A_a$ ,  $B_a$  e  $E_a$  são indicados por Ravindra e Galambos (1978), sendo utilizados na composição do esforço solicitante, como se verá a seguir.

Além disso, Guo *et al.* (2012) indica que o valor nominal da carga permanente seja multiplicado por um coeficiente igual a 1,05 para que seja obtida a média correspondente. Da mesma forma, Hamilton (2011) recomenda a multiplicação da tensão de escoamento e do módulo de elasticidade por coeficientes iguais a 1,03 e 1,04, respectivamente.

Diante disso, tem-se que o esforço solicitante  $S$  é composto pelas parcelas permanente e variável do carregamento, assim como pelos coeficientes  $A_a$ ,  $B_a$  e  $E_a$  através da Equação 4.1:

$$S = E_a (A_a N_g + B_a N_q) \quad (4.1)$$

\*[1] Guo *et al.* (2012)

\*[2] Iqbal e Harichandran (2010)

\*[3] Hamilton (2011)

\*[4] Dehghani e Fadaee (2013)

\*[5] Ravindra e Galambos (1978)

Por outro lado, a resistência  $R$  é função das demais variáveis apresentadas na Tabela 4, conforme a Equação 4.2:

$$R = R(q_{f,k}, O, b, t_m, c_m, \rho_m, \lambda_m, f_y, E) \quad (4.2)$$

Sendo  $\mathbf{X}$  o vetor que contém as variáveis aleatórias do problema, a equação de estado limite pode ser escrita de acordo com a Equação 4.3:

$$G(\mathbf{X}) = R - S \quad (4.3)$$

cuja avaliação nas análises de confiabilidade foi feita utilizando-se as planilhas desenvolvidas.

### 4.3 Descrição da Análise de Confiabilidade Realizada

Inicialmente, foi feita uma análise de confiabilidade da estrutura apresentada no item 4.2 à temperatura ambiente por meio do método FORM. Através dessa análise foi determinada a probabilidade de falha da estrutura e o índice de confiabilidade correspondente. A partir desse método, também foram obtidos os índices de sensibilidade para cada variável envolvida no problema.

Em seguida, a análise de sensibilidade foi feita para a mesma estrutura em situação de incêndio e a partir dessa análise algumas variáveis foram consideradas determinísticas, com o objetivo de reduzir a dimensão do problema e o custo computacional. Então, efetuou-se uma análise de convergência para determinar o número de simulações necessário para se obter um resultado adequado no método de Monte Carlo, o qual foi utilizado para analisar a confiabilidade estrutural do elemento exposto ao fogo.

Os métodos de confiabilidade citados foram utilizados por meio de algoritmos desenvolvidos em *MATLAB*®, sendo a aplicação destes a estruturas em situação de incêndio validada por meio de resultados obtidos por Ricardo (2015).

## 5 RESULTADOS

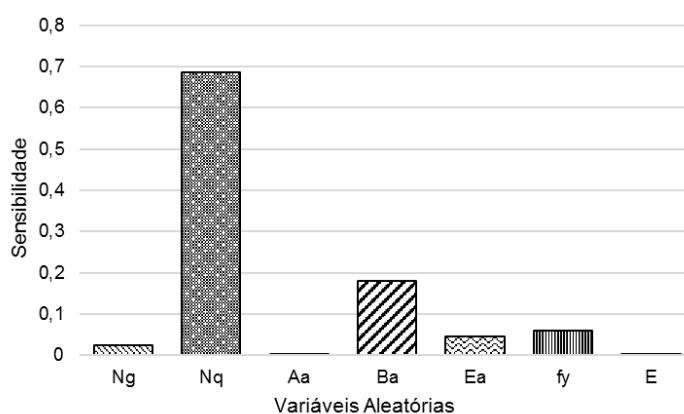
Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos através da aplicação da análise descrita no capítulo 4. A princípio são expostos os resultados referentes à estrutura à temperatura ambiente. Em seguida, os resultados são apresentados para a mesma estrutura em situação de incêndio.

### 5.1 Estrutura à Temperatura Ambiente

A probabilidade de falha da estrutura analisada à temperatura ambiente e o índice de confiabilidade correspondente, determinados por meio do método FORM, foram iguais a  $3,9296 \times 10^{-5}$  e 3,9486, respectivamente. Como o custo de segurança é de difícil mensuração, uma vez que se trata de uma estrutura hipotética, tem-se que, para consequências de falha moderadas, o índice de confiabilidade pode ser considerado aceitável se estiver no intervalo que vai de 3,3 a 4,4, conforme a Tabela 3. Segundo a mesma tabela, o valor da probabilidade de falha é adequado se estiver entre 0,0005% e 0,05%. Portanto, a estrutura analisada apresenta um nível de segurança dentro do limite estabelecido pelo JCSS (2001).

A Figura 5.1 ilustra o resultado da análise dos índices de sensibilidade realizada para a estrutura em condições normais de uso. Para esse caso, foram consideradas apenas as variáveis associadas à análise estrutural apresentadas na Tabela 4. Nota-se que o maior índice de sensibilidade foi referente à carga variável, seguida pelo coeficiente  $B_a$  e pela tensão de escoamento do aço. A maior contribuição da carga variável na composição da probabilidade de falha certamente resulta do maior desvio padrão apresentado por essa variável em relação às demais.

Figura 5.1 - Índices de sensibilidade para a estrutura à temperatura ambiente.



Fonte: Elaborada pelo autor.

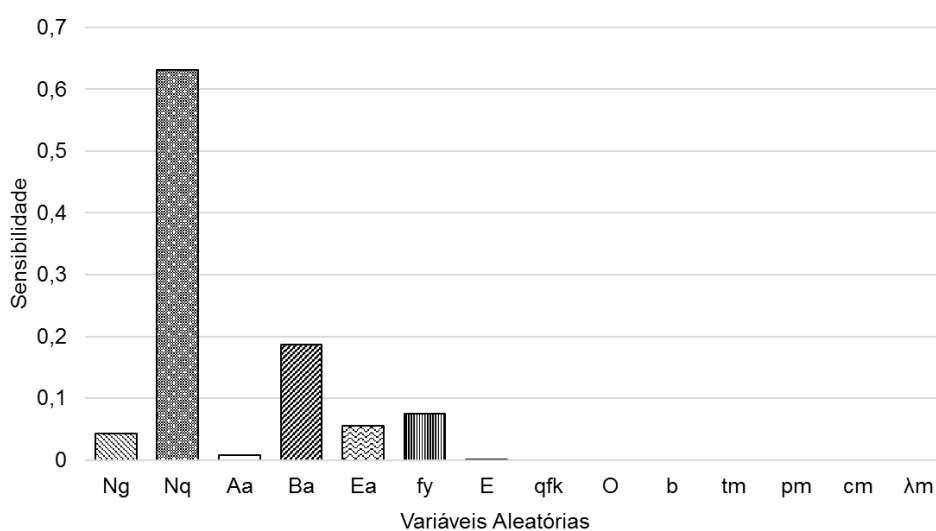


## 5.2 Estrutura em Situação de Incêndio

### 5.2.1 Análise de Sensibilidade

Os resultados obtidos a partir da análise de sensibilidade para a estrutura em situação de incêndio são apresentados nas Figuras 5.2 a 5.5. Os fatores de importância foram inicialmente calculados para cada 5 minutos nos 45 minutos iniciais do incêndio, nos quais os resultados observados foram idênticos. Conforme ilustra a Figura 5.2, pode-se perceber que as variáveis com maior contribuição para a composição da probabilidade de falha da estrutura são aquelas associadas à análise estrutural do problema, com destaque à carga variável, ao coeficiente  $B_a$  e à tensão de escoamento do aço. Por outro lado, nota-se que as variáveis aleatórias relativas à modelagem do incêndio e à análise térmica não possuíram influência alguma no problema durante os instantes analisados.

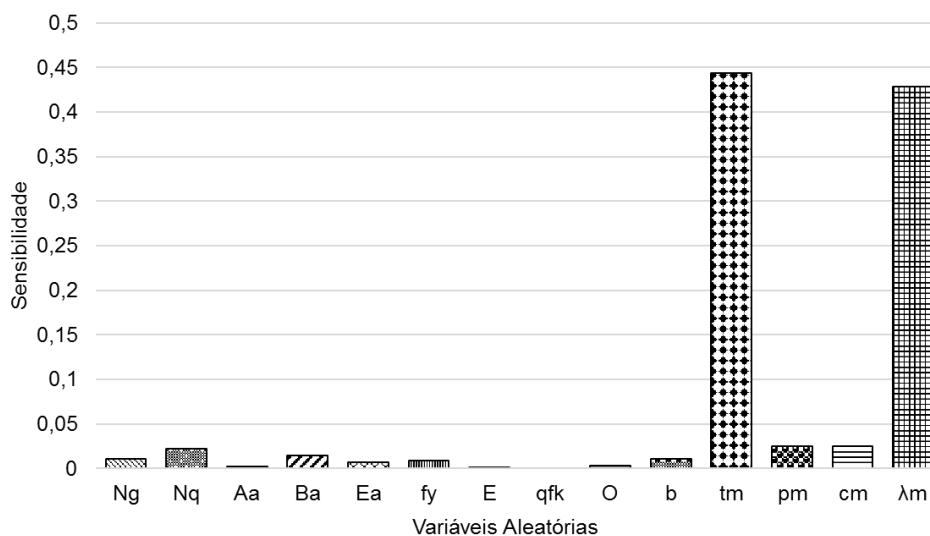
Figura 5.2 - Índices de sensibilidade para os primeiros 45 minutos do incêndio.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 5.3 constam os índices de sensibilidade referentes a 50 minutos de incêndio. Diferentemente do que foi observado na Figura 5.2, para esse caso as variáveis mais significativas foram a espessura e a condutividade térmica do material de revestimento.

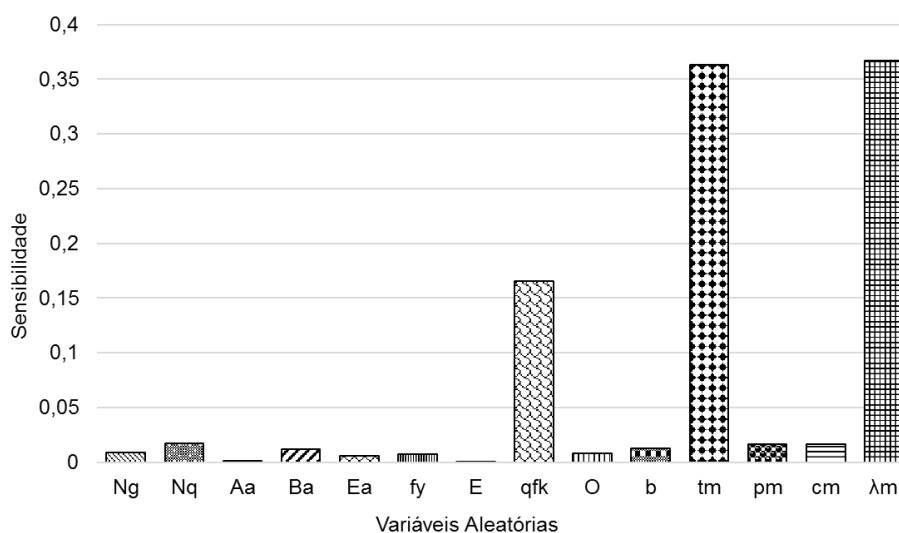
Figura 5.3 - Índices de sensibilidade para 50 minutos de incêndio.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para 60 minutos de incêndio, os índices de sensibilidade são apresentados na Figura 5.4. Observa-se que nesse instante a espessura e a condutividade térmica do material de revestimento continuaram possuindo a maior influência no problema. No entanto, nota-se que a carga de incêndio passou a ter uma importância maior em relação aos instantes anteriores.

Figura 5.4 - Índices de sensibilidade para 60 minutos de incêndio.

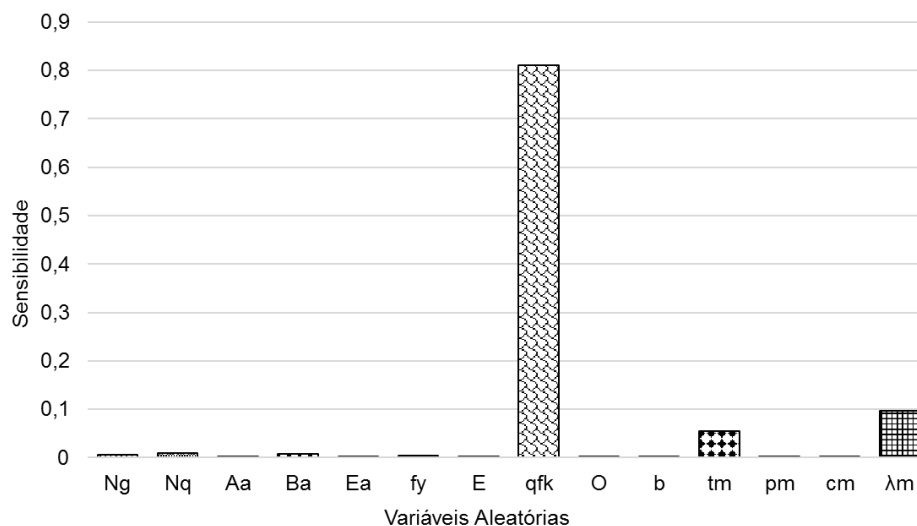


Fonte: Elaborada pelo autor.

Além disso, para 80 minutos de incêndio, os resultados são expostos na Figura 5.5. Para esse caso, a carga de incêndio possuiu um fator de importância muito

superior às demais variáveis, sendo seguida pela espessura do revestimento térmico e sua condutividade térmica.

Figura 5.5 - Índices de sensibilidade para 80 minutos de incêndio.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados apresentados podem ser interpretados observando-se o comportamento da curva do incêndio natural para a estrutura com revestimento térmico apresentada na Figura 4.2. Conforme a Figura 2.8, a resistência do aço passa a decair entre 400 e 500 °C, aproximadamente. Por outro lado, analisando-se a Figura 4.2, nota-se que essas temperaturas são atingidas entre 30 e 60 minutos de incêndio. Dessa forma, é possível inferir que em instantes inferiores aos citados, as temperaturas apresentam pouca influência na falha da estrutura, o que é comprovado pelo que se ilustra na Figura 5.2, o qual mostra que o colapso ocorre principalmente devido às variáveis associadas à parte mecânica do problema.

No entanto, ao atingir as temperaturas para as quais a resistência sofre redução, a falha da estrutura passa a ser influenciada principalmente pelas variáveis relativas ao revestimento térmico, uma vez que este elemento é o responsável pela transmissão de calor entre o meio externo e a estrutura. Além disso, à medida que o tempo se aproxima do instante para o qual ocorre a temperatura máxima do incêndio natural, o qual, conforme a Figura 4.2, é de aproximadamente 80 minutos, nota-se que a carga de incêndio têm seu fator de importância gradualmente aumentado, possuindo um valor consideravelmente superior às demais variáveis 80 minutos após o início do sinistro. Esse dado apresenta coerência ao se observar a Equação 2.2, na qual o

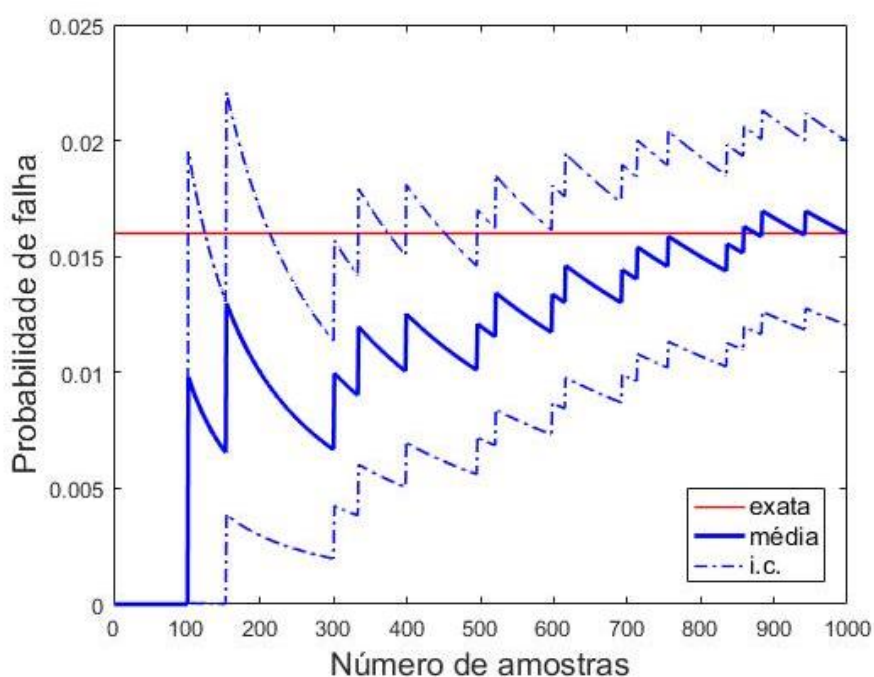
instante em que ocorre a temperatura máxima é função da carga de incêndio do compartimento.

Finalmente, para aplicação do método de Monte Carlo, o módulo de elasticidade do aço, o grau de ventilação e a inércia térmica do compartimento, bem como a densidade e o calor específico do revestimento térmico foram considerados como valores determinísticos na análise de confiabilidade, uma vez que apresentaram pouca influência na composição da probabilidade de falha, possibilitando uma redução no custo computacional da análise.

### 5.2.2 Análise de Convergência

A análise de convergência é construída com base na oscilação da média e da variância das probabilidades de falha, a medida em que se varia o número de simulações utilizadas no método de Monte Carlo. Para determinar um número adequado de simulações para aplicação do método, foi avaliada a convergência nos instantes de 30 e 60 minutos de incêndio. Em ambos os casos, a probabilidade de falha calculada para 1000 simulações foi tomada como exata. Os resultados são apresentados nas Figuras 5.6 e 5.7.

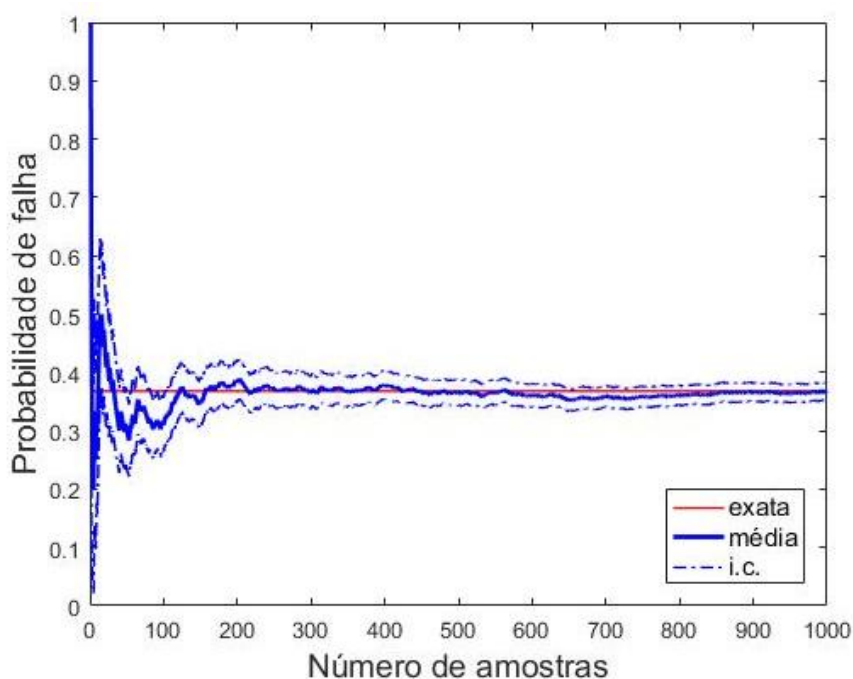
Figura 5.6 - Gráfico de convergência da probabilidade de falha e do intervalo de confiança (i.c.) para 30 minutos de incêndio.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 5.6, nota-se que a probabilidade de falha exata correspondeu a 1,60%. Além disso, para um número de simulações superior a 500, a diferença entre a probabilidade de falha exata e a média é inferior a 0,50%. De maneira semelhante, na Figura 5.7, construída para o instante de 60 minutos de incêndio, a probabilidade de falha exata foi de 36,80%. Nesse caso, a partir de 300 simulações, a média é praticamente igual ao valor exato. Dessa forma, para se obter um resultado adequado que não levasse a um custo computacional elevado, optou-se por utilizar 500 simulações.

Figura 5.7 - Gráfico de convergência da probabilidade de falha e do intervalo de confiança (i.c.) para 60 minutos de incêndio.



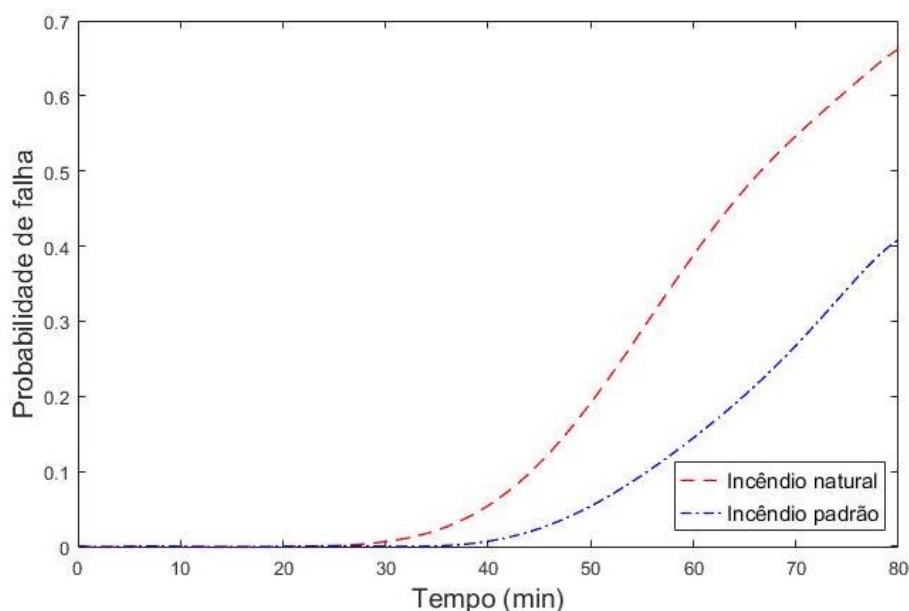
Fonte: Elaborada pelo autor.

### 5.2.3 Análise de Confiabilidade

A variação da probabilidade de falha em função do tempo segundo os modelos do incêndio padrão e natural é apresentada na Figura 5.8. A avaliação foi feita até 80 minutos pelo fato de as temperaturas da curva natural atingirem o valor máximo aproximadamente nesse instante. Para o TRRF de 60 minutos, as probabilidades de falha foram de 15,00% segundo o modelo do incêndio padrão e 39,40% conforme o modelo do incêndio natural. Por outro lado, para 80 minutos de incêndio, as probabilidades atingiram os valores de 40,80 e 66,00%, segundo os modelos do incêndio padrão e natural, respectivamente.

Observa-se também que a probabilidade de falha passa a crescer mais rapidamente a partir de aproximadamente 30 minutos para o modelo do incêndio natural e 40 minutos para o padrão. As discrepâncias constatadas resultam do fato de a curva padrão não levar em consideração o valor da carga de incêndio que, por sua vez, apresenta grande influência na curva natural, conforme mostrado na análise de sensibilidade. Com isso, a variação da temperatura e, conseqüentemente, a probabilidade de falha da estrutura tende a ser subestimada pelo modelo do incêndio padrão.

Figura 5.8 - Probabilidades de falha em função do tempo para os modelos do incêndio padrão e natural.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 5 mostra as probabilidades de falha calculadas para alguns instantes do incêndio (modelado pela curva natural) através dos métodos FORM e Monte Carlo. É visível que há uma diferença considerável entre os valores. Isso se deve ao fato de a precisão dos resultados do método FORM estar associada ao grau de linearidade da equação de estado limite. Para problemas em que a estrutura possui um comportamento altamente não linear, o método FORM torna-se inadequado, sendo justificado o emprego da simulação de Monte Carlo.

Vale ressaltar também que os valores das probabilidades de falha obtidos segundo o método de Monte Carlo são consideravelmente superiores àqueles indicados pelo JCSS (2001), o que teoricamente indica um nível de segurança

inadequado. No entanto, para uma análise mais criteriosa, deve-se levar em consideração a probabilidade de ocorrência do incêndio, que geralmente é baixa. Contudo, essa análise não faz parte do escopo deste trabalho, sendo a avaliação da segurança da estrutura feita apenas com base nas probabilidades de falha do elemento estrutural.

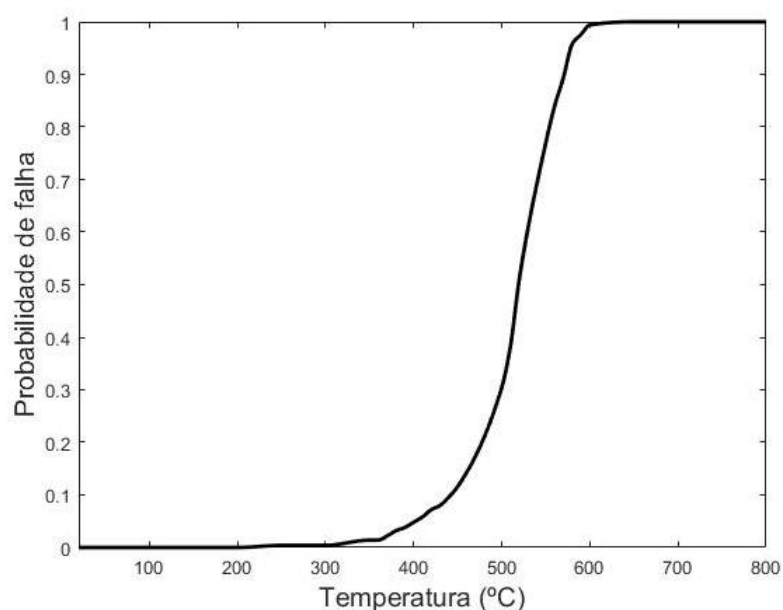
Tabela 5 - Comparativo entre as probabilidades de falha obtidas por meio dos métodos Monte Carlo e FORM.

Método	Instante Analisado			
	40 min	50 min	60 min	80 min
FORM	0,17%	14,22%	35,26%	72,55%
Monte Carlo	5,60%	19,40%	39,40%	66,00%

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 5.9 ilustra a variação da probabilidade de falha com a temperatura do aço. Para valores inferiores a 300 °C, nota-se que a chance de colapso da estrutura é praticamente nula. Contudo, entre 300 e 400 °C, a probabilidade de falha passa a crescer mais rapidamente, atingindo 100% para uma temperatura de aproximadamente 600 °C. Esse resultado condiz com a observação feita por Silva (2004), que afirma que a maioria dos perfis de aço possui temperatura crítica situada entre 500 e 700 °C.

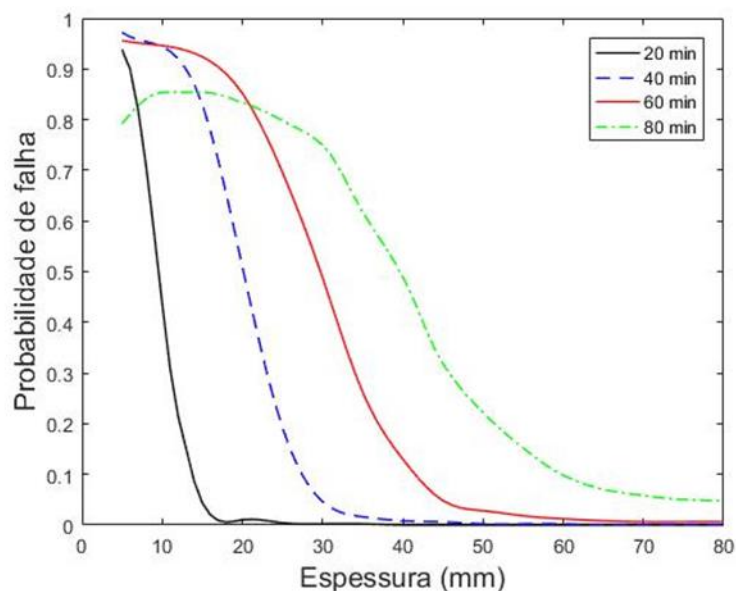
Figura 5.9 - Probabilidade de falha em função da temperatura do aço.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A variação da probabilidade de falha em função da espessura do revestimento térmico encontra-se na Figura 5.10. Foram obtidas curvas referentes a 20, 40, 60 e 80 minutos de incêndio. Em todas elas observa-se a redução da probabilidade de falha com o aumento da espessura, como era esperado. Para o instante de 60 minutos, que corresponde ao TRRF do problema analisado, nota-se que a probabilidade de falha para a espessura de 30 mm adotada é de 48,80%, o que indica um baixo nível de segurança para esse instante. Apenas a partir de 60 mm de espessura, as probabilidades de falha assumem valores inferiores a 1%. Esse dado mostra que seria necessária uma espessura pelo menos duas vezes maior para garantir a segurança da estrutura no instante indicado pela norma.

Figura 5.10 - Probabilidade de falha em função da espessura do revestimento térmico para diferentes instantes do incêndio.

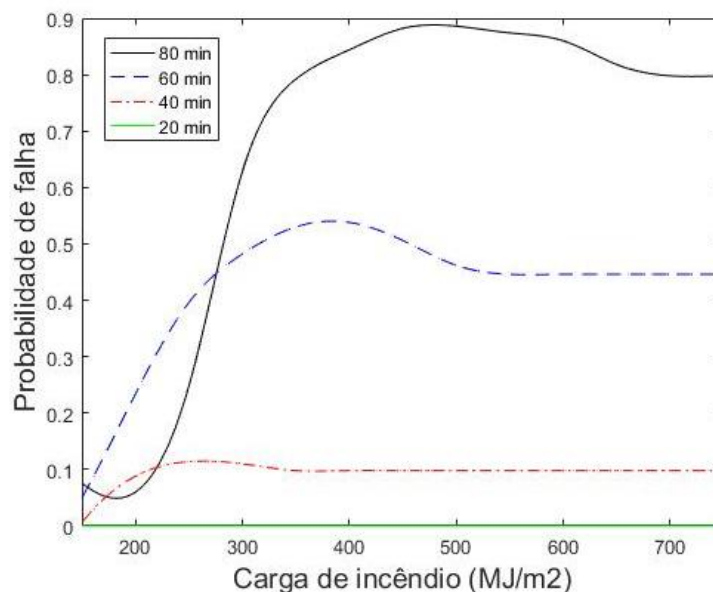


Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 5.11 mostra a probabilidade de falha em função da carga de incêndio para os instantes de 20, 40, 60 e 80 minutos. Para o TRRF de 60 minutos, a probabilidade de falha correspondente à carga de incêndio adotada ( $564 \text{ MJ/m}^2$ ) é igual a 44,60%. Além disso, conforme indicado pela análise de sensibilidade, nota-se que a probabilidade de falha é mais sensível à variação da carga de incêndio para tempos maiores. No instante de 40 minutos ela é praticamente constante e em 20 minutos é nula.



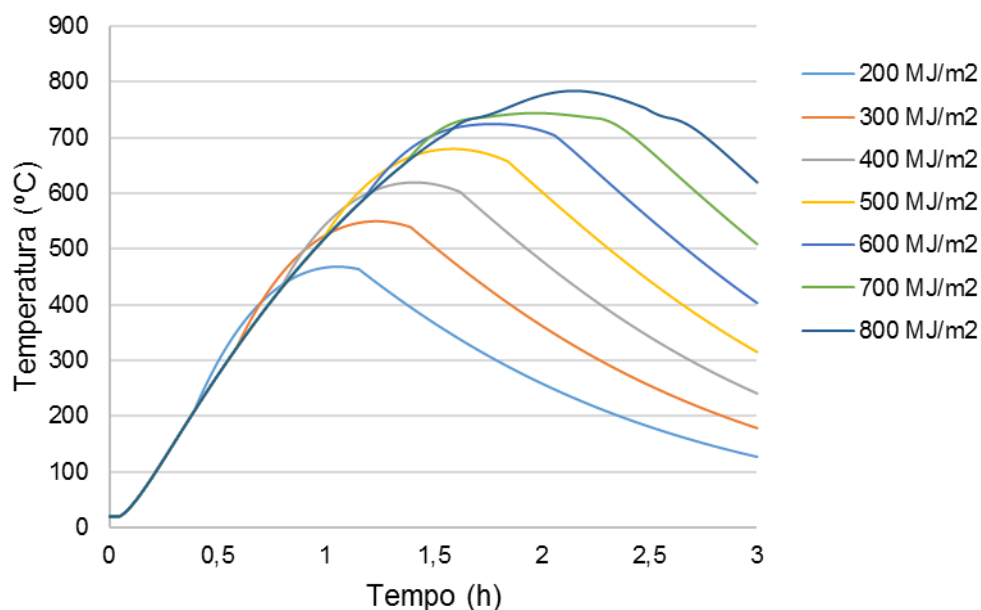
Figura 5.11 - Probabilidade de falha em função da carga de incêndio para diferentes instantes do incêndio.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Em todas as curvas apresentadas na Figura 5.11 nota-se que a probabilidade atinge um valor máximo e em seguida permanece constante. Uma possível explicação para esse comportamento pode ser obtida analisando-se a Figura 5.12, na qual são apresentadas as curvas da variação da temperatura do aço em função do tempo para diferentes valores da carga de incêndio. Observando, por exemplo, o instante de 1 hora de incêndio, percebe-se que a curva referente à carga de 400 MJ/m<sup>2</sup> apresenta um valor de temperatura ligeiramente superior às demais. Por outro lado, para cargas de incêndio superiores, as temperaturas assumem os mesmos valores, o que explica a redução seguida por um valor constante da probabilidade de falha indicada na Figura 5.11. Além disso, uma vez que a temperatura crítica do aço foi de 553,89 °C a probabilidade de falha tende a sofrer variações mais significativas quanto maior for a temperatura do aço, o que também está de acordo com o resultado ilustrado pela Figura 5.11.

Figura 5.12 - Variação da temperatura do aço em função do tempo para diferentes valores da carga de incêndio.

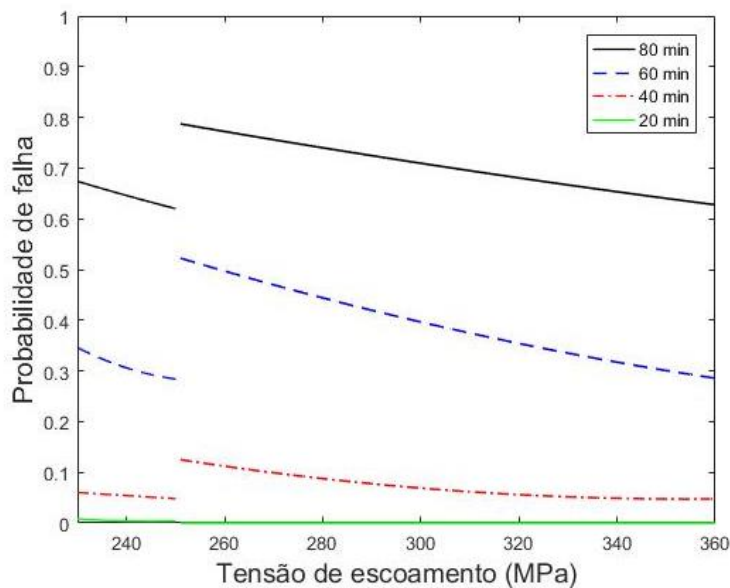


Fonte: Elaborada pelo autor.

A influência da tensão de escoamento na probabilidade de falha da coluna analisada pode ser visualizada na Figura 5.13. É possível perceber a existência de uma descontinuidade nas curvas para tensões próximas a 250 MPa. Essa particularidade é causada pela ocorrência de instabilidades locais na estrutura, que tendem a reduzir ainda mais sua resistência e aumentar a probabilidade de falha. Conforme a Equação 2.44, o aumento da tensão de escoamento reduz o valor limite da esbelteza, fazendo com que as mesas do perfil apresentem instabilidade. Por outro lado, conforme a Figura 2.8, nota-se que os coeficientes de redução da resistência do aço para perfis sujeitos à flambagem local fazem com que o esforço resistente decaia mais rapidamente em relação aos perfis que não estão sujeitos a esse fenômeno. Em consequência a isso, a probabilidade de falha sofre um aumento brusco.

Observando a curva referente ao TRRF e considerando o valor de 250 MPa da tensão de escoamento utilizado para o dimensionamento da estrutura, tem-se que a probabilidade de falha é de 28,40%. Adicionalmente, assim como ocorreu com a carga de incêndio, a variação da probabilidade de falha se mostra menos sensível à tensão de escoamento para instantes iniciais do incêndio.

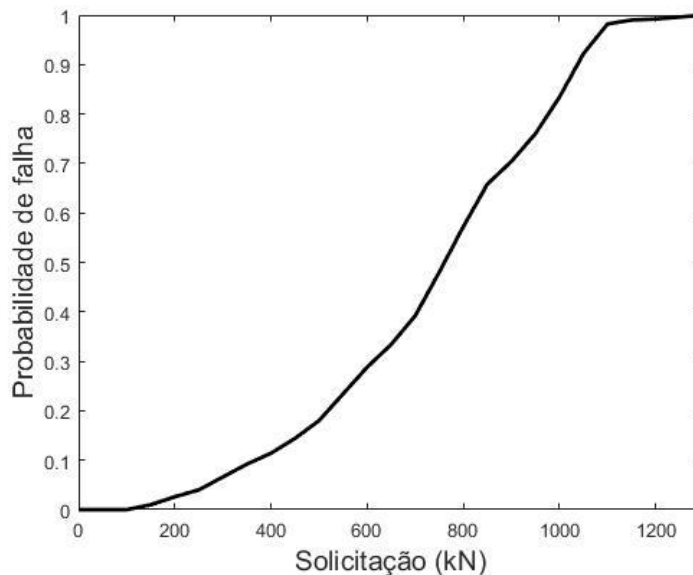
Figura 5.13 - Probabilidade de falha em função da tensão de escoamento do aço para diferentes instantes do incêndio.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Finalmente, a Figura 5.14 mostra a probabilidade de falha como função da solicitação imposta à estrutura. Nota-se que por volta de 200 kN a probabilidade passa a crescer mais rapidamente, chegando a 100% por volta dos 1200 kN.

Figura 5.14 - Probabilidade de falha em função da solicitação.



Fonte: Elaborado pelo autor.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 Conclusões

Neste estudo, os métodos de confiabilidade estrutural foram aplicados ao estudo de uma coluna de aço em situação de incêndio. Para isso, foi realizado um acoplamento entre os módulos computacionais mecânico e de confiabilidade. O módulo mecânico, desenvolvido em *Excel*, teve como função realizar a modelagem, a análise térmica e a estrutural do elemento estudado. Por sua vez, o módulo de confiabilidade consistiu em sub-rotinas desenvolvidas em *MATLAB*, possibilitando a obtenção das probabilidades de falha e realização das análises de sensibilidade do problema.

A coluna de aço foi inicialmente dimensionada à temperatura ambiente, conforme a ABNT NBR 8800 (2008). Em seguida, a coluna foi dimensionada para a situação de incêndio conforme a ABNT NBR 14323 (2013). Nessa etapa, verificou-se a necessidade de utilização de um revestimento térmico, que consistiu em uma argamassa projetada, cujas propriedades foram obtidas segundo a literatura.

Realizou-se então a caracterização estatística das variáveis envolvidas no problema com base em dados obtidos através da literatura. No total, foram consideradas 14 variáveis aleatórias associadas à modelagem do incêndio e às análises térmica e estrutural.

Em seguida, foi efetuada a análise de confiabilidade da estrutura à temperatura ambiente por meio do método FORM, sendo obtida a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade, os quais foram comparados com os valores de referência indicados pelo JCSS (2011). A análise dos resultados indicou que a estrutura apresentou níveis de segurança adequados para condições normais de uso. Além disso, a análise de sensibilidade realizada mostrou que a carga variável, o coeficiente  $B_a$  e a tensão de escoamento foram as variáveis com maior influência na falha do elemento estrutural.

Após isso, realizou-se a análise de sensibilidade da estrutura em situação de incêndio, cujos resultados mostraram que a influência das variáveis muda para diferentes instantes do sinistro. Para tempos iniciais, notou-se que as variáveis relacionadas à análise estrutural apresentaram maiores índices de sensibilidade. Contudo, com o passar do tempo, as variáveis relativas à modelagem do incêndio e à análise térmica ganham maior importância, principalmente a carga de incêndio, a

espessura e a condutividade térmica do material de revestimento. Adicionalmente, o módulo de elasticidade do aço, o grau de ventilação, a inércia térmica, a densidade e o calor específico do revestimento térmico foram considerados como valores determinísticos por apresentarem pequena influência no colapso da estrutura, possibilitando uma redução no custo computacional na análise de confiabilidade efetuada por meio do método de Monte Carlo.

Então, efetuou-se um estudo da convergência da probabilidade de falha para determinar um número adequado de simulações para aplicação do método de Monte Carlo. O estudo mostrou que 500 simulações seriam suficientes para se garantir a convergência na média com um intervalo de confiança aceitável.

Aplicou-se então o método de Monte Carlo, através do qual foi obtida a variação da probabilidade de falha em função do tempo de incêndio, da temperatura, da sollicitação e de outras variáveis associadas ao problema. Os resultados indicaram, para o TRRF de 60 minutos, uma probabilidade de falha de 39,40% para o incêndio analisado conforme o modelo do incêndio natural contra 15,00% para o incêndio padrão. Isso indica que a curva padrão, recomendada pela norma brasileira, tende a subestimar a variação de temperatura da estrutura para este caso, quando comparada à curva natural. Essa diferença se deve ao fato de a curva padrão não considerar a carga de incêndio na modelagem do sinistro, o que pode conduzir a um projeto não condizente com a realidade e com níveis de segurança inadequados.

Constatou-se também que a espessura do revestimento térmico dimensionada não estava adequada, conduzindo a uma probabilidade de falha de quase 50,00%. Observou-se que para se obter probabilidades de falha baixas nesse instante, seria necessário utilizar uma espessura pelo menos duas vezes maior que a empregada.

Os gráficos da probabilidade de falha em função da carga de incêndio e da tensão de escoamento mostraram que, para instantes iniciais, a probabilidade de falha é menos sensível à alteração dessas variáveis. Além disso, os resultados indicaram a existência de uma descontinuidade na variação da probabilidade de falha para tensões de escoamento próximas a 250 MPa. Concluiu-se que essa particularidade resultou da ocorrência de instabilidades locais na estrutura de aço, que influenciaram no cálculo da resistência e alteraram a probabilidade de falha de forma brusca.

Diante do exposto, percebe-se a importância da aplicação da confiabilidade a projetos de estruturas, em especial aquelas expostas a condições excepcionais como incêndio. Conforme observado, apesar da aplicação das normas conduzir a projetos com níveis de segurança adequados para condições normais de uso, o mesmo não vale para os casos citados, pois as incertezas assumem papéis importantes no problema, devendo ser analisadas cuidadosamente.

Apesar disso, as normas brasileiras para projetos de estruturas ainda não abordam recomendações acerca da confiabilidade em seu escopo. Essa metodologia deve, portanto, ser utilizada cuidadosamente e de forma complementar ao dimensionamento recomendado pelos códigos normativos, com o intuito de fornecer medidas relativas à segurança estrutural.

Ainda são escassos no país trabalhos acerca da aplicação da confiabilidade a estruturas submetidas ao fogo. Espera-se que este trabalho contribua com futuros estudos relativos ao tema.

## **6.2 Sugestões para Trabalhos Futuros**

Como temas potenciais para desenvolvimento de trabalhos futuros sugere-se:

- 1) Análise da confiabilidade de outros elementos estruturais, como vigas e tirantes de aço em situação de incêndio, dimensionados conforme a norma brasileira;
- 2) Estudo da influência de diferentes tipos de revestimento térmico na análise de confiabilidade de estruturas sujeitas ao fogo;
- 3) Desenvolvimento de ferramentas computacionais para análise de ligações viga-pilar e outros elementos estruturais em situação de incêndio;
- 4) Análise da confiabilidade de pilares de madeira e concreto em situação de incêndio;
- 5) Análise da confiabilidade de colunas de aço sujeitas à flexocompressão em situação de incêndio;
- 6) Avaliação da influência de diferentes geometrias de colunas na confiabilidade estrutural em situação de incêndio.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. **ASTM E119-2000**: Standard test methods for fire tests of building constructions and materials. Philadelphia: ASCE, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14323**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

BARBOSA, A. H. **Análise de confiabilidade estrutural utilizando o método de Monte Carlo e redes neurais**. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto, 2004.

BASTOS, F. **Análise de confiabilidade de seções submetidas à flexão simples e composta pelo método de Monte Carlo**. 2012. Projeto de Graduação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2012.

BECK, A. T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**: notas de aula. São Carlos, São Paulo: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2014.

BUCHANAN, A. H.; ABU, A. K. **Structural design for fire safety**. 2. ed. Chinchester, West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons, 2017.

CORNELL, C. C. A probability-based structural code. **Journal of the American Concrete Institute**. v. 66, p. 974-985, 1969.

DEHGHANI, H.; FADAEI, M. J. Reliability-based torsional design of reinforced concrete beams strengthened with CFRP Laminate. **International Journal of Engineering**, v. 26, n. 10, p. 1103-1110, 2013.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1991-1-2**: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.

GARCÍA, G. F. N. **Análise de risco de obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados**. 2015. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

GUIMARÃES, P. P. O. **Sobre o dimensionamento do revestimento contrafogo de estruturas de aço**. 2007. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, São Paulo, 2007.

GUO, Q.; SHI, K.; JEFFERS, A. E. Probabilistic evaluation of structural fire resistance. **Fire Technology**, v. 49, n. 3, p. 793-811, 2012.

HAMILTON, S. R. **Performance-based fire engineering for steel framed structures**: a probabilistic methodology. 2011. Tese (Doutorado) – Stanford University, 2011.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and invariant second-moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**. v. 100, Issue 1, p. 111-121, 1974.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834**: Fire-resistance tests – Elements of building construction. Geneva: ISO/TC, 1975.

IQBAL, S.; HARICHANDAN, R. S. Methodology for reliability-based design of steel members exposed to fire. *In*: SDSS' Rio 2010: International Colloquium Stability and Ductility of Steel Structures, 2010, Rio de Janeiro. **Proceedings of the Stability and Ductility of Steel Structures**. Rio de Janeiro, 2010.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). **Probabilistic Model Code**: Part 1 – Basis of design. 12th draft. 62 p. 2001.

KIMURA, E. F. A. **Análise termo estrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

LUENBERGER, D. **Linear and nonlinear programming**. 2. ed. Holanda: Kluwer Academic Publishers, 2003.

MADSEN, H. O.; KRENK, S.; LIND, N. C. **Methods of structural safety**. New Jersey: Prentice Hall, 1986.

MELCHERS, R. E. **Structural reliability analysis and prediction**. 2. ed. John Wiley & Sons, 1999.

NATAF, A. Détermination des distributions de probabilités don't les marges sont données. C. R. **Helbd SeÂances Acad Sci**, v. 255, p. 42-43, 1962.

PETTERSSON, O.; MAGNUSSEN, S.; THOR, J. **Fire engineering design of steel structures**. Stockholm: Swedish Institute of Steel Construction, 1976.

RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined load sequences. **Computers & Structures**. v. 9, p. 489-494, 1978.

RAVINDRA, M. K.; GALAMBOS, T. V. Load and resistance factor design for steel. **Journal of the Structural Division**, v. 104, Issue 9, p. 1337-1353, 1978.

RICARDO, A. S. **Análise da confiabilidade estrutural de elementos de aço em situação de incêndio**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2015.

ROSENBLATT, M. Remarks on a multivariate transformation. **Annals of Mathematical Statistics**. v. 23, p. 470-472, 1952.

SANTOS, R. V.; GOUVEIA, L. P. Influência do truncamento das variáveis aleatórias na confiabilidade de tubos de revestimento sujeitos à pressão interna. 2015.

SARAIVA, J. M. F. **A utilização de redes neurais em conjunto com o método de Monte Carlo na análise de confiabilidade de estruturas**. 1997. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 1997.

SILVA, R. M. **Análise de Confiabilidade Estrutural de Tubos de Materiais Compósitos submetidos à Pressões Uniformes**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2016.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2004.

SOARES, R. M.; RIBEIRO, D. B.; FUTAI, M. M. Estudo comparativo da probabilidade de ruína da queda de blocos em túneis escavados em rocha. *In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS (SBRM)*, 2014, Goiânia. **Anais do Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas – SBRM 2014**. Goiânia: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS, 2014.

SOUTO, N. A. O. **Aplicação de confiabilidade ao estudo de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio**. 2015. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Maceió, 2015.

SOUZA, A. S. C. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço**. 1. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2017.

TAVARES, R. M. An analysis of the fire safety codes in Brazil: Is the performance-based approach the best practice?. **Fire Safety Journal**. v. 44, p. 749-755, 2009.

VARGAS, M. R; SILVA, V. P. **Resistência ao fogo das estruturas de aço**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS, Centro Brasileiro da Construção em Aço – CBCA, 2005.

ZHANG, Y.; DER KIUREGHIAN, A. **Finite element reliability methods for inelastic structures**. Report UCB/SEMM-97/05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 1997.