

Alverlando Silva Ricardo

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE
ELEMENTOS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação submetida ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Wellison José de Santana Gomes.

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor através do
Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Ricardo, Alverlando Silva

Análise da confiabilidade estrutural de
elementos de aço em situação de incêndio /
Alverlando Silva Ricardo; orientador, Wellison
José de Santana Gomes - Florianópolis, SC, 2015.
143 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade
Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Análise computacional. 3.
Confiabilidade. 4. Incêndio. 5. Elementos de aço. I.
Gomes, Wellison José de Santana. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

Alverlando Silva Ricardo

ANÁLISE DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Florianópolis, 20 de Novembro de 2015.

Prof. Glicério Trichês, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)
Orientador

Prof. André Teófilo Beck, Dr.
Escola de Engenharia de São Carlos (USP)
Examinador

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)
Examinador

Prof^a. Poliana Dias de Moraes, Dr^a.
Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)
Examinadora

Aos meus pais, irmãos e noiva:

“Nem todos os livros, por sua natureza, são próprios para serem oferecidos. Este trabalho é, certamente, daqueles que não se oferecem, porém, ao dedicá-lo a vocês almejo compensar um pouco dos meses que me afastei do vosso convívio, que foram absorvidos nesse trabalho.”

AGRADECIMENTOS

Ao Prof^o Dr. Wellison José de Santana Gomes, orientador do presente trabalho, pela disponibilidade, paciência, dedicação e atenção dispensada, principalmente nas reuniões semanais que foram primordiais para o desenvolvimento deste trabalho.

À minha noiva, Daniele Calado de Oliveira, por todo amor, incentivo, compreensão e encorajamento dados durante todo este período ausente do seu convívio.

Aos meus pais (Leonardo e Adeilda) que lutaram muito para que seus filhos tivessem uma boa educação familiar e escolar.

Aos meus irmãos (Alderlando e Alyne) pela fraternidade, amizade e por acreditar em mim mais do que eu mesmo.

Aos amigos e colegas do Grupo de experimentação e análise de estruturas (Grupex) pelo apoio e pelos momentos de entusiasmo partilhados em conjunto.

A todos os professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, em especial aos professores Leandro Fadel, Poliana Dias, Ivo Padaratz, Rafael Holdorf, Otávio Augusto e Roberto Pinto, que contribuíram para minha formação.

Ao Sr. Mahmoud Alfoune e aos Doutores Saulo Almeida, Érica Kimura, Ronaldo Rigobello, Mojtaba Mahsuli e ao professor Terje Haukaas pelas contribuições dadas para a realização do presente trabalho.

Ao CNPq, por ter possibilitado e financiado esta pesquisa.
E a Deus por esta conquista.

“Temos que correr o sagrado risco do acaso. Porém, podemos substituir o destino pela probabilidade.”

(Clarice Lispector, 1977)

RESUMO

Tradicionalmente, os projetos estruturais de resistência ao fogo, quando realizados, são feitos de maneira determinística e sem considerar diretamente as incertezas relacionadas ao problema. Essa metodologia prescritiva tem como consequência uma prática em que a segurança estrutural é indeterminada, podendo ser até mesmo inaceitável em casos excepcionais que envolvam situação de incêndio. Como alternativa, a segurança da estrutura pode ser quantificada por meio da aplicação da teoria da confiabilidade estrutural. Dentre as pesquisas de análise da confiabilidade de estruturas em incêndio disponíveis na literatura, a maioria emprega modelos estruturais bastante simplificados, que resultam em modos de falha regidos por equações de estado limite analíticas. Porém, na maioria dos casos somente soluções numéricas são possíveis. Por exemplo, para a análise de estruturas de aço em situação de incêndio é imprescindível o uso de modelos que considerem o comportamento estrutural altamente não-linear envolvido e nessas circunstâncias soluções analíticas são bastante escassas. Deste modo, o presente trabalho dedica-se à análise da confiabilidade de elementos de aço em situação de incêndio, sem proteção térmica, utilizando o método de Monte Carlo Simples (MCS) para solução do problema de confiabilidade e o Método dos Elementos Finitos para análise Térmica-estrutural, considerando não-linearidades física e geométrica. Utiliza-se, ainda, o método FORM (*First Order Reliability Method*) para o cálculo da probabilidade de falha dos elementos à temperatura ambiente e para a determinação dos índices de sensibilidade em relação às variáveis aleatórias. Para tal propósito, dois módulos de análise foram desenvolvidos e acoplados: o módulo de confiabilidade e o módulo mecânico. O módulo de confiabilidade é composto por um conjunto de sub-rotinas programadas em Matlab e o módulo mecânico utiliza-se do pacote computacional em elementos finitos ANSYS e requer rotinas programadas em linguagem APDL (*Ansys Parametric Design Language*). Tais módulos foram empregados na análise de confiabilidade de três elementos estruturais de aço em situação de incêndio: uma barra sob tração, uma viga sob carregamento distribuído e um pilar com excentricidade inicial sujeito a uma carga centrada. Os três elementos foram dimensionados segundo a norma NBR 8800:2008 e as propriedades estatísticas dos parâmetros envolvidos nos problemas foram definidas a partir de informações da literatura. Com base nos resultados, observou-se que os elementos analisados apresentam probabilidade de entrar em colapso antes de 30 minutos de incêndio

superior a 95,00%, sendo os parâmetros que modelam o incêndio os principais responsáveis pela probabilidade de ocorrência da falha. Ressalta-se que a norma NBR 14432:2000 define que a estrutura como um todo deve suportar pelo menos 30 minutos de incêndio, para que possa ocorrer evacuação em uma situação de sinistro. Nas análises dos elementos à temperatura ambiente, observou-se que, a depender das variáveis aleatórias do problema, os critérios normativos podem ser insuficientes para garantir a segurança estrutural, uma vez que os coeficientes de segurança são calibrados para atingir níveis aceitáveis de segurança em condições usuais. Por último, verificou-se que a utilização do método MCS em problemas envolvendo incêndio exige um custo computacional muito alto, ou mesmo proibitivo, para a maioria dos problemas reais de engenharia civil, sobretudo devido às repetidas análises térmicas e estruturais necessárias. Portanto, o desenvolvimento da análise de confiabilidade de estruturas submetidas ao fogo depende fortemente dos avanços computacionais e do desenvolvimento de novas estratégias e métodos para solução eficiente dos subproblemas envolvidos. Este trabalho propicia um melhor entendimento destes problemas, bem como fornece algumas informações e subsídios para o desenvolvimento de tais estratégias e métodos.

Palavras-chave: Confiabilidade estrutural. Incêndio. Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

In general, structures under fire conditions are designed by using deterministic approaches. Since the uncertainties involved are not directly considered, in this kind of prescriptive methodology the structural safety cannot be quantified and in some cases it can even achieve unacceptable levels. As an alternative, structural reliability theory can be applied to determine how safe a structure is. Most of the studies about reliability of structures under fire conditions consider simplified structural models, in such a way that limit states are described by analytical equations. However, for the majority of real applications, only numerical solutions are available. For example, in the reliability analysis of steel structures under fire conditions, the non-linear structural behavior involved must be considered and analytical solutions for these cases are very limited. The present study aims to analyze the reliability of steel structures under fire conditions, without thermal protection, using Monte Carlo simulation to solve the reliability problems and the Finite Element Method (FEM) for thermal-structural analysis considering physical and geometric nonlinearities. The First Order Reliability Method is also applied, in order to estimate failure probabilities for room temperature conditions and to compute sensitivities of failure probabilities with respect to random variables. Two analysis modules are developed and coupled: the reliability module and the mechanical module. The reliability module is composed of several subroutines implemented in MATLAB and the mechanical module uses the ANSYS finite element package and input files written in APDL (Ansys Parametric Design Language). These modules are applied in the reliability analysis of three steel structural elements under fire conditions: a tensile bar, a beam under uniformly distributed load and a column with initial eccentricity under a concentrated load. The elements are designed according to the NBR 8800:2008 and the statistical parameters involved are defined in accordance with the literature. The results indicated that after 30 minutes under fire conditions all structural elements studied achieved failure probabilities above 95% and that these probabilities were highly sensitive to the parameters describing the fire. It is noteworthy that NBR 14432:2000 recommends that the structure must resist fire for at least 30 minutes so the building can be evacuated. Analysis of the structural elements at room temperature pointed out that depending on the parameters and variables considered (dead load versus live load, for example), the criteria established by NBR 8800:2008 can be insufficient to ensure

safety, since the safety factors were calibrated for usual structures and conditions. Finally, it was verified that Monte Carlo simulation presents a high computational cost which can be prohibitive for many real-world applications in structural engineering, especially when a computationally expensive analysis, such as an iterative thermal-structural analysis, is required. Therefore, the advance of structural reliability analysis of structures under fire conditions relies on computational advances and development of new methods and strategies to efficiently solve the related subproblems. The present study provides a better understanding of these problems and presents some information which can be used to develop new strategies and methods.

Keywords: Structural reliability. Fire. Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema dos módulos acoplados	29
Figura 2.1: Curva temperatura-tempo de um incêndio real.....	31
Figura 2.2: Etapas da análise de estruturas em situação de incêndio	32
Figura 2.3: Curva de um incêndio padrão	34
Figura 2.4: Curva incêndio natural compartimentado.....	35
Figura 2.5: Estágio pré- <i>flashover</i> num compartimento.....	38
Figura 2.6: Modelagem do incêndio usando CFD	39
Figura 2.7: Ensaio de uma estrutura submetida ao fogo no laboratório de Cardington.....	40
Figura 2.8: Análise térmica de uma chapa de aço via ANSYS	41
Figura 2.9: Fluxograma simplificado do processo de solução de uma análise termo-estrutural em situação de incêndio.....	45
Figura 3.1: Variáveis aleatórias – associação de eventos a números reais..	48
Figura 3.2: Função de probabilidade acumulada - CDF.....	49
Figura 3.3: Função densidade de probabilidade - PDF	49
Figura 3.4: Distribuição da densidade de probabilidade de G	53
Figura 3.5: Distribuição de G no espaço normal padrão	54
Figura 3.6: Construção da distribuição de probabilidade através das distribuições marginais	57
Figura 3.7: Ilustração da transformação composta.....	58
Figura 3.8: Aproximação da equação de estado limite por um hiperplano no ponto de projeto	61
Figura 3.9: Transformação do espaço original para o espaço normal padrão	61
Figura 3.10: Representação da translação da amostragem por importância	64
Figura 3.11: Amostragem por importância no ponto de projeto	65
Figura 5.1: Viga de madeira em incêndio	75
Figura 5.2: Probabilidade de falha \times tempo de incêndio (MCS).....	79
Figura 5.3: Probabilidade de falha $\times L$	80
Figura 5.4: Probabilidade de falha $\times h/b$	81
Figura 5.5: Gráfico $P_f \times h/b$ considerando expostas ao incêndio: (a) 3 faces, (b) 4 faces.....	82
Figura 5.6: Gráfico $P_f \times$ tempo (min), considerando expostas ao incêndio: (a) 3 faces, (b) 4 faces	83
Figura 5.7: Índice de sensibilidade no ponto de projeto para o estado limite $G1$, $G2$ e $G3$	84
Figura 6.1: Elemento estrutural tracionado em condições normais.....	88
Figura 6.2: Índices de sensibilidade das VAs para a barra à temperatura ambiente.....	90

Figura 6.3: Elemento de barra tracionado exposto ao incêndio.....	91
Figura 6.4: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 15 minutos, (b) 30 minutos.	94
Figura 6.5: Modelagem do incêndio: (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.	95
Figura 6.6: Deslocamento (mm) \times Tempo de incêndio (min): (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.	97
Figura 6.7: Probabilidade de falha da barra em função do tempo.	98
Figura 6.8: Probabilidade de falha da barra do método de confiabilidade.	99
Figura 6.9: Índices de sensibilidade em incêndio para $t = 30 \text{ min}$	100
Figura 6.10: Curvas naturais regidas pela carga de incêndio.	101
Figura 6.11: Viga de aço em condições normais.....	101
Figura 6.12: Índices de sensibilidade considerando: (a) Equação 6.7, (b) Equação 6.8.	103
Figura 6.13: Viga de aço exposta ao incêndio.....	104
Figura 6.14: Configuração da viga de aço indeformada e deformada.....	105
Figura 6.15: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 5 minutos, (b) 10 minutos.	106
Figura 6.16: Deslocamento(mm) \times Tempo (min): (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.	107
Figura 6.17: Probabilidade de falha da viga em função do tempo.	108
Figura 6.18: Peça de aço comprimida em condições normais de uso.....	110
Figura 6.19: Probabilidade de falha \times solicitação em condições normais	111
Figura 6.20: Índices de sensibilidade – análise pilar.....	112
Figura 6.21: Configuração do pilar em situação de incêndio.....	112
Figura 6.22: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 5; (b) 8; (c) 10 e (d) 12 minutos.....	113
Figura 6.23: Deslocamento(mm) \times Tempo (min): (a) meio vão do pilar (na direção do eixo de menor inércia), (b) extremidade do pilar (na direção axial).....	115
Figura 6.24: Campo de deslocamentos no pilar.....	116
6.25: Campo de tensões de von mises no pilar de aço.....	117
Figura 6.26: Probabilidade de falha do pilar em função do tempo.....	118
Figura 6.27: Tempo de falha (min) \times VA.....	119
Figura 6.28: Curvas paramétricas em função da inércia térmica.....	122
Figura A.1: Fatores de redução em função da temperatura.....	137
Figura A.2: Relação tensão-deformação do aço em temperaturas elevadas.....	138
Figura A.3: Diagrama tensão-deformação dos aços estruturais.....	140
Figura A.4: Diagrama de alongamento do aço sujeito ao fogo.....	141
Figura A.5: Diagrama do calor específico do aço em função da temperatura.....	142
Figura A.6: Condutividade térmica do aço em função da temperatura.....	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Distribuições de probabilidade comumente utilizadas na descrição de variáveis aleatórias da engenharia estrutural	53
Tabela 3.2: Índices de confiabilidade β alvos relativos a um ano de período de referência – ELU e ELS	67
Tabela 5.1: Parâmetros básicos das variáveis do problema.....	77
Tabela 5.2: Resultados da análise de confiabilidade.	77
Tabela 5.3: Análise de confiabilidade para G_2 variando o TRRF	78
Tabela 6.1: Parâmetros adotados para o problema à temperatura ambiente.	89
Tabela 6.2: Resultados da confiabilidade do elemento à temperatura ambiente	89
Tabela 6.3: Parâmetros utilizados para a resolução do problema.....	92
Tabela 6.4: Coeficiente de sensibilidade das VAs à temperatura ambiente - viga	102
Tabela 6.5: Parâmetros utilizados para a viga em situação de incêndio.	105
Tabela 6.6: Coeficientes de sensibilidade das VAs à temperatura ambiente – pilar	111
Tabela A.1: Equações da relação constitutiva para uma determinada temperatura	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

APDL – *ANSYS Parametric Design Language*

CDF – *Cumulative Distribution Function*

CFD – *Computational Fluid Dynamics*

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado Limite Último

FERUM – *Finite Element Reliability Using Matlab*

FORM – *First Order Reliability Method*

FOSM – *First Order Second Moment*

HLRF – Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler

i.c – Intervalo de Confiança

iHLRF – *improved Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler*

JCSS – *Joint Committee on Structural Safety*

LHS – *Latin Hypercube Sampling*

MCI – Monte Carlo com amostragem por Importância no ponto de projeto

MCS – Monte Carlo Simples

MEF – Método dos Elementos Finitos

NFPA – *National Fire Protection Association*

PDF – *Probability Density Function*

Rt – *Risk Tools*

SORM – *Second Order Reliability Method*

TRRF – Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

VA – Variável Aleatoria

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	25
1.1. COMENTÁRIOS PRELIMINARES	25
1.2. MOTIVAÇÃO	26
1.3. OBJETIVOS	27
1.3.1. Objetivo Geral	27
1.3.2. Objetivos Específicos	27
1.4. METODOLOGIA	28
1.5. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	29
2. ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	31
2.1. INTRODUÇÃO	31
2.2. MODELAGEM DO INCÊNDIO.....	32
2.2.1. Modelo de incêndio padrão	33
2.2.2. Modelo de incêndio natural	34
2.2.3. Modelo de incêndio localizado.....	37
2.2.4. Modelos de zona	38
2.2.5. Fluidodinâmica computacional (CFD)	38
2.2.6. Modelo de incêndio adotado	39
2.3. ANÁLISE TÉRMICA	39
2.3.1. Métodos experimentais	40
2.3.2. Modelos analíticos	41
2.3.3. Modelos avançados.....	41
2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	42
2.4.1. Métodos simplificados de análise estrutural	42
2.4.2. Método avançado	44
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	44
3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	47
3.1 INTRODUÇÃO	47
3.2 VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	47
3.2.1. Função de probabilidade acumulada.....	48

3.2.2. Função densidade de probabilidade	49
3.2.3. Valor esperado, variância, coeficiente de variação e momentos de uma variável aleatória	50
3.3. ESTADO LIMITE	51
3.4. INCERTEZAS NA ENGENHARIA	52
3.5. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA FUNDAMENTAL DE CONFIABILIDADE	53
3.6. MÉTODOS DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	55
3.7. MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM - FORM	56
3.7.1. Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler - HLRF	58
3.7.2. Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler Modificado - iHLRF	59
3.7.3. A linearização da equação de estado limite.....	60
3.7.4. Resumo do método FORM.....	61
3.8. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.....	62
3.8.1. Formulação do método de Monte Carlo.....	62
3.9. AMOSTRAGEM POR IMPORTÂNCIA UTILIZANDO PONTOS DE PROJETO.....	64
3.10. ÍNDICE DE SENSIBILIDADE.....	66
3.11. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA	67
4. ESTUDO DA CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS EM INCÊNDIO	69
4.1. REVISÃO DE LITERATURA.....	69
5. ESTUDO DA CONFIABILIDADE DE UMA VIGA DE MADEIRA EM INCÊNDIO	75
5.1. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	75
6. CONFIABILIDADE DE ELEMENTOS DE AÇO EM INCÊNDIO	85
6.1. INTRODUÇÃO.....	85

6.2. VALIDAÇÃO DOS MÓDULOS DE ANÁLISE DA CONFIABILIDADE.....	85
6.3. PROBLEMAS ANALISADOS	86
6.3.1. Barra tracionada	88
6.3.1.1. BARRA EM CONDIÇÕES NORMAIS DE USO.....	88
6.3.1.2. BARRA TRACIONADA EXPOSTA AO FOGO	90
6.3.1.2.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	100
6.3.2. Viga de aço sob carregamento distribuído	101
6.3.2.1. CONDIÇÕES NORMAIS DE USO	101
6.3.2.2. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	103
6.3.3. Pilar de aço submetido a carga concentrada.....	109
6.3.3.1. CONDIÇÕES NORMAIS DE USO	109
6.3.3.2. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	112
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	123
7.1. CONCLUSÕES	123
7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	125
REFERÊNCIAS	127
APÊNDICE A: PROPRIEDADES TÉRMICAS E MECÂNICAS DO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	137
A.1. LIMITE DE ESCOAMENTO E MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	137
A.2. RELAÇÃO CONSTITUTIVA DO AÇO EM INCÊNDIO.....	138
A.3. MASSA ESPECÍFICA E COEFICIENTE DE POISSON.....	140
A.4. PROPRIEDADES TÉRMICAS.....	140
A.4.1. Dilatação Térmica	140
A.4.2. Calor Específico.....	141
A.4.3. Condutividade Térmica	143

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo contém uma apresentação deste trabalho, os objetivos, a metodologia e a motivação para o seu desenvolvimento.

1.1. COMENTÁRIOS PRELIMINARES

Tradicionalmente, os códigos de segurança contra incêndio são baseados em uma abordagem prescritiva que consiste em exigências detalhadas e padronizadas para diversas situações e configurações espaciais (SERPA, 2009). Como consequência, a aplicação de uma norma prescritiva para diferentes problemas com características únicas pode proporcionar projetos com alto custo e/ou sem garantia de segurança aos ocupantes e à propriedade (TAVARES, 2009). Como alternativa aos métodos prescritivos tradicionais, pode-se utilizar, então, métodos baseados em desempenho.

Diferentemente dos códigos prescritivos, os métodos baseados em desempenho permitem uma análise mais criteriosa considerando as particularidades de cada edificação, permitindo, inclusive, considerar as incertezas associadas a cada problema.

No contexto da engenharia estrutural, as incertezas estão relacionadas à incapacidade de previsão das condições de cargas futuras e das propriedades dos materiais. As imprecisões se originam ainda da utilização de hipóteses simplificadoras e das limitações dos métodos numéricos utilizados.

Nos projetos estruturais fundamentados em códigos determinísticos, as incertezas são consideradas indiretamente utilizando coeficientes de segurança. Segundo Bailey (2006) e Beck (2014), a aplicação desses coeficientes permite a concepção de um projeto seguro, porém não se pode quantificar o grau de sua segurança.

Conforme Lange *et al.* (2008), a metodologia prescritiva tem como consequência uma prática em que a confiabilidade estrutural é indeterminada e inconsistente para projetos que envolvem situações excepcionais, como terremoto ou incêndio, pois as inúmeras fontes de incerteza quando da elaboração do projeto podem resultar em desvios significativos da realidade.

Uma análise baseada no desempenho de um sistema estrutural submetido ao sinistro fornece uma melhor compreensão sobre as incertezas que afetam a segurança da estrutura, oferecendo um meio alternativo para a análise racional do risco aos quais as pessoas estarão

submetidas. Os riscos podem ser associados a probabilidades e estudados pela teoria da confiabilidade.

O estudo da confiabilidade estrutural busca quantificar as incertezas empregando a teoria da probabilidade e apresentando os conceitos fundamentais para que um projeto possa ser efetuado com uma determinada probabilidade de falha, ou um risco mensurável (CHEUNG *et al.*, 2012).

Nos problemas de análise da confiabilidade de estruturas em situação de incêndio é comum encontrarmos casos em que a obtenção de soluções analíticas é bastante trabalhosa e complexa. Para que a resolução de tais problemas seja uma tarefa exequível, o uso de métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF), se torna imprescindível.

Nesse contexto, o presente trabalho analisa a confiabilidade de elementos de aço em situação de incêndio, efetuando análises térmicas e estruturais por meio do método dos elementos finitos. A solução de problemas deste tipo requer a utilização de estratégias eficientes de simulação do comportamento estrutural e de acoplamento entre análise termo-estrutural e análise de confiabilidade.

1.2. MOTIVAÇÃO

Em condições normais de utilização, as estruturas possuem incertezas inerentes aos processos aleatórios aos quais estarão envolvidas ao longo da sua vida útil, já em condições excepcionais de incêndio essas incertezas majoram, aumentando a necessidade de uma análise mais rigorosa da segurança estrutural.

O uso de métodos numéricos na avaliação da estrutura em incêndio, e a aplicação da teoria da confiabilidade, proporcionam uma melhor compreensão do comportamento estrutural ao levar em consideração as incertezas envolvidas no problema.

Os resultados obtidos com análises de confiabilidade de estruturas em situação de incêndio fornecem dados necessários para um projeto seguro e econômico, e se mostram promissores para a análise baseada em desempenho de estruturas em sinistro.

A nível nacional, as pesquisas nessa área praticamente não existem. O único trabalho publicado até então no Brasil é o de Cheung *et al.*, (2012), que consiste na análise da probabilidade de falha de uma viga de madeira, com base em dados experimentais de velocidade de carbonização da madeira.

O presente trabalho é possivelmente o primeiro no país a realizar um estudo da confiabilidade de elementos estruturais submetidos ao fogo considerando a não linearidade física e geométrica da resposta estrutural, e as incertezas relacionadas ao incêndio.

Outra característica interessante e motivadora para a realização deste trabalho é a integração entre diferentes linhas de pesquisa, tais como, a confiabilidade estrutural e a avaliação de estruturas sujeitas ao fogo.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo Geral

O objetivo principal do presente trabalho é determinar a probabilidade de falha de elementos estruturais de aço, em função do tempo de incêndio, dadas as incertezas dos parâmetros do modelo.

1.3.2. Objetivos Específicos

Espera-se também:

- (1) – estudar a aplicabilidade da teoria da confiabilidade a estruturas submetidas a altas temperaturas;
- (2) – definir os parâmetros das distribuições de probabilidade que caracterizam as incertezas envolvidas, com base na literatura;
- (3) – implementar e acoplar módulos para a análise da confiabilidade estrutural em situação de incêndio;
- (4) – determinar, por meio dos índices de sensibilidade, a contribuição relativa de cada variável aleatória na composição da probabilidade de falha;
- (5) – verificar a precisão dos resultados por meio dos gráficos de convergência dos métodos de confiabilidade;
- (6) – avaliar o comportamento da curva de incêndio natural em função das variáveis aleatórias que modelam o incêndio;
- (7) – comparar os resultados obtidos com valores normativos.
- (8) – determinar a probabilidade de falha de elementos estruturais à temperatura ambiente e em incêndio, discutindo os resultados obtidos no sentido de obter uma melhor compreensão do problema.

1.4. METODOLOGIA

Efetua-se primeiro uma revisão de literatura abordando áreas, tais como: análise de estruturas em incêndio, teoria da confiabilidade estrutural e aplicação dos métodos de confiabilidade às estruturas submetidas ao fogo.

Identificam-se os parâmetros a serem considerados como variáveis aleatórias do problema. Cada variável aleatória é caracterizada por um tipo de distribuição de probabilidade, e por seus respectivos parâmetros. Essas informações estatísticas são obtidas a partir da literatura.

Definem-se os critérios de falha a serem empregados.

A caracterização dos modos de falha regidos pelas equações de estado limite pode ser definida com base na resistência do material, na estabilidade ou nos limites de serviço. No entanto, a determinação da equação de estado limite para situação de incêndio não é trivial, sendo comum adotar critérios de estado limite simplificados.

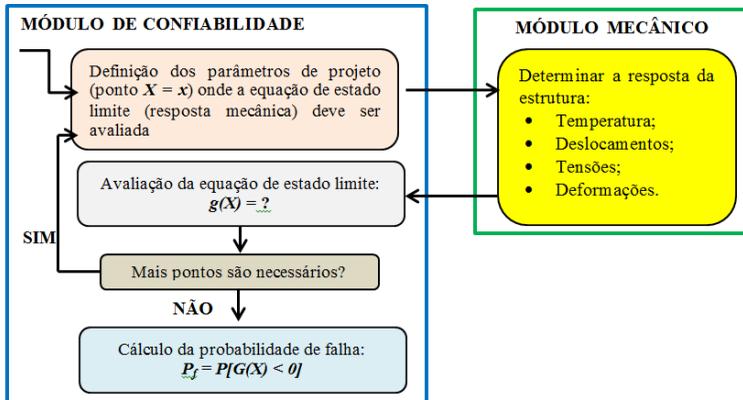
No presente estudo, será adotado um critério de falha baseado em um tempo limite de resistência ao incêndio, definido com base em critérios normativos que exigem tempos mínimos requeridos de resistência ao fogo sem que o elemento entre em ruína.

As informações estatísticas e o critério de falha são inseridos em um módulo de confiabilidade, programado em ambiente MATLAB.

O módulo de confiabilidade é acoplado ao pacote de elementos finitos ANSYS (módulo mecânico) no qual são efetuadas as análises térmicas-estruturais requeridas. O módulo de confiabilidade chama o módulo mecânico recursivamente, agrupando informações probabilísticas a respeito do problema em questão. Como resposta, obtêm-se a probabilidade de falha dos elementos em função do tempo de sinistro.

A Figura 1.1, ilustra o esquema de funcionamento dos módulos implementados e acoplados.

Figura 1.1: Esquema dos módulos acoplados



Fonte: adaptado de Beck (2014)

1.5. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Ao longo deste capítulo foi apresentada a proposta do presente estudo incluindo a motivação, o objetivo e a metodologia.

No **capítulo 2** aborda-se o tema da análise estrutural em situação de incêndio, descrevendo as etapas de modelagem do incêndio, análise térmica e análise estrutural.

No **capítulo 3** são apresentados os conceitos básicos e fundamentais da teoria da confiabilidade necessários para o entendimento e o desenvolvimento do trabalho.

O **capítulo 4** destina-se à apresentação de uma revisão de literatura sobre o tema da confiabilidade estrutural em situação de incêndio.

Em seguida, no **capítulo 5** apresenta-se um exemplo da aplicação da teoria da confiabilidade estrutural em situação de incêndio.

No **capítulo 6** realiza-se a análise da confiabilidade de elementos de aço à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Neste capítulo, os resultados são ilustrados e discutidos.

Finalmente, o **capítulo 7** traz as considerações finais a respeito da pesquisa e apresenta sugestões de trabalhos futuros.

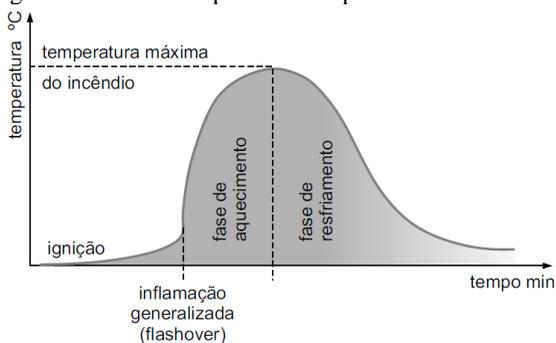
2. ESTRUTURAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.1. INTRODUÇÃO

O fogo é um processo de combustão que nasce de uma reação química de oxidação e é caracterizado pela emissão de calor e luz, acompanhados por fumaça, chama ou ambos (BS 4422:1969 Part 1, NBR 13860:1997 e NFPA:2014). Se o mesmo lavra com intensidade, destruindo e/ou causando prejuízo, será caracterizado como um incêndio.

A Figura 2.1 representa a curva temperatura \times tempo típica de um modelo de incêndio real. Nela notam-se três fases distintas. A primeira é o setor inicial com baixas temperaturas em que o incêndio é considerado de pequenas proporções sem risco ao usuário ou à estrutura. A segunda fase, denominada fase de aquecimento, dá-se a partir do ponto de “*flashover*” onde se tem uma ignição súbita generalizada, a temperatura dos gases se eleva rapidamente e o incêndio se torna totalmente desenvolvido. Por fim, a terceira é a fase do resfriamento, momento no qual o material combustível extingue-se ocasionando a redução gradativa da temperatura dos gases.

Figura 2.1: Curva temperatura-tempo de um incêndio real



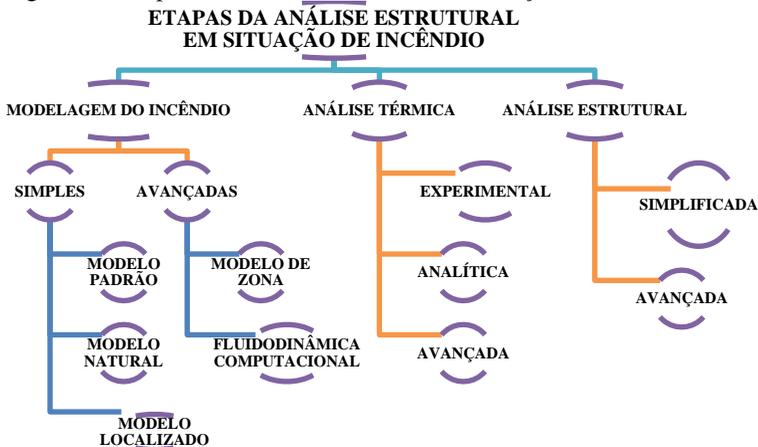
Fonte: Vargas e Silva (2003)

Caso os meios mitigadores de combate ao fogo não sejam eficientes em sua finalidade, antes que o incêndio se alastre e tome proporções incontroláveis, a estrutura deverá suportar as novas condições de agressividade por um período de tempo mínimo sem que entre em ruína. Para o cumprimento de tal exigência, uma análise

comportamental das estruturas em situação de incêndio deverá ser realizada.

A análise de estruturas em situação de incêndio possui três etapas básicas: *modelagem do incêndio*, *análise térmica* e *análise estrutural*. Esses tópicos abordados neste capítulo, tem como base os trabalhos de Silva (2004), Buchanan (2005), Caldas (2008), Franssen *et al.* (2009) e Rigobello (2011). Para uma maior fundamentação no tema, sugere-se consultar essas referências. Nos próximos tópicos, discutem-se cada uma das etapas relacionadas à análise determinística de estruturas em incêndio, conforme resumido e ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2: Etapas da análise de estruturas em situação de incêndio



2.2. MODELAGEM DO INCÊNDIO

A modelagem do incêndio tem como objetivo obter a temperatura dos gases quentes de um ambiente em chamas. Dentre as opções de modelos disponíveis para a análise dinâmica do incêndio, Caldas (2008), Franssen (2009), Bailey (2011) e Rigobello (2011) destacam as seguintes: Incêndio Padrão, Incêndio Natural, Incêndio Localizado, Modelos de Zona e Fluidodinâmica Computacional (*Computational Fluid Dynamics - CFD*). A modelagem do incêndio se divide em duas vertentes, a depender da sua complexidade. Os três primeiros modelos citados podem ser classificados como modelos simples, enquanto que os demais são considerados modelos avançados.

Os modelos simplificados comumente adotam a temperatura dos gases de um ambiente como sendo uniforme em todo seu volume. Esses

modelos são geralmente empregados para a fase pós-*flashover* do incêndio. Já os modelos avançados são normalmente modelos computacionais que simulam os processos de transferência de calor e massa em um compartimento em situação de incêndio.

Dois modelos são comumente utilizados para simular o incêndio, o modelo do Incêndio Padrão (que simula o tramo ascendente da temperatura dos gases em um ambiente em chamas) e o modelo do Incêndio Natural (que busca simular o incêndio real em compartimentos), ambos descritos a seguir.

2.2.1. Modelo de incêndio padrão

Uma das principais características no que concerne o estudo das estruturas submetidas ao fogo é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio (SILVA, 2004).

Por simplicidade, as normas permitem a utilização de curvas de aquecimento obtidas em ensaios laboratoriais em fornos a altas temperaturas com uma elevação padronizada de temperatura. Esse modelo é denominado de modelo do incêndio padrão.

A NBR 14432 (2000) e o EN 1991-2-2 (2002) apresentam a curva padrão fundamentada na curva ISO 834 (1975) como sendo a elevação padronizada de temperatura dos gases do ambiente em função do tempo, dada pela Equação 2.1:

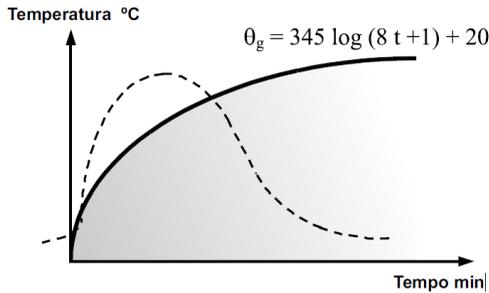
$$\theta_g = \theta_o + 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1), \quad (2.1)$$

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

Essa curva possui como característica principal o fato de representar apenas o ramo ascendente de temperatura (Figura 2.3), admitindo assim que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio (GUIMARÃES, 2007).

Como a curva padrão não representa um incêndio real e, conseqüentemente, não permite calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais, é comum associar a curva padrão a tempos equivalentes de exposição com a finalidade de fornecer parâmetros de projeto. Assim, quaisquer conclusões que tenham por base essa curva, devem ser analisadas com cuidado (WANG, 2002).

Figura 2.3: Curva de um incêndio padrão



Fonte: Vargas e Silva (2003)

A curva-padrão é empregada em incêndios à base de materiais celulósicos. Há casos em que o material combustível armazenado no compartimento provoca um incêndio de maior intensidade do que o incêndio-padrão, devido à presença de hidrocarbonetos (derivados do petróleo). Nesse caso, utiliza-se uma curva de incêndio chamada de curva “H” (ENV 1991-2-2: 2002).

2.2.2. Modelo de incêndio natural

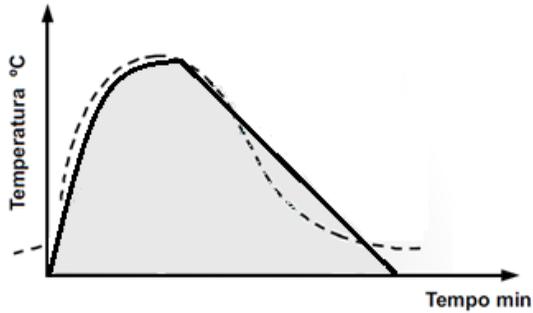
A principal característica da curva do incêndio natural (ou natural compartimentado), que a distingue da curva padrão, é que esta possui um ramo ascendente e um ramo descendente, admitindo racionalmente que os gases que envolvem o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo (SILVA, 2004).

Este modelo é parametrizado em função de várias variáveis que influenciam a elevação de temperatura em incêndios compartimentados como, por exemplo, a densidade, o calor específico e a condutividade térmica do material de vedação do ambiente, a carga de incêndio (combustível) e a área de ventilação em relação à área total das superfícies do compartimento, além de considerar a transição entre incêndio controlado pela ventilação e pelo combustível (KAEFER e SILVA, 2003).

A norma NBR 14323 (2013) não apresenta a equação que permite a construção da curva natural de incêndio, mas a mesma pode ser encontrada no ENV 1991-2-2: 2002. Para as expressões fornecidas por esta norma, a curva incêndio natural compartimentado adquire a configuração apresentada na Figura 2.4. Esse modelo de “curvas paramétricas” é válido para compartimentos com até 500 m^2 de área de

pisos, com uma altura máxima do compartimento de 4 m e sem aberturas no teto.

Figura 2.4: Curva incêndio natural compartimentado



O algoritmo utilizado para a construção da curva natural é descrito a seguir:

1. Primeiramente, deve-se caracterizar os parâmetros necessários para a modelagem do incêndio natural:
 - $q_{f,i,d}$ – valor de cálculo da carga de incêndio relacionada à área total do compartimento, respeitando os limites de $50 \leq q_{f,i,d} \leq 1000 [MJ/m^2]$;
 - O – grau de ventilação, $O = \left(A_v / A_t \right) \cdot \sqrt{h}$ [$m^{1/2}$], sendo h a altura média das aberturas no compartimento, A_v a área de ventilação e A_t a área total do compartimento avaliado. Deve-se respeitar os limites limites: $0,02 \leq O \leq 0,20$;
 - b – propriedade térmica das vedações do compartimento em $J/m^2 s^{1/2} °C$, calculado por $b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$, sendo ρ a massa específica, em kg/m^3 , c o calor específico, em $J/kg °C$, e λ a condutividade térmica, em $W/m °C$, do material de vedação do ambiente, o intervalo $100 < \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \leq 2200$ 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. No segundo passo, determinar-se o tempo em que ocorre a temperatura máxima dos gases (t_{max}) dentro de um compartimento, segundo a Equação 2.2;

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

Nos casos em que $t_{max} = t_{lim}$, o incêndio é considerado como controlado pelo combustível e quando $t_{max} > t_{lim}$, o incêndio é considerado controlado pela ventilação.

3. No terceiro passo, determina-se o ramo ascendente da curva natural até o tempo t_{max} , conforme a Equação 2.3;

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

Na Equação 2.3 o θ_g é a temperatura dos gases dentro do compartimento, expressa em °C, t é o tempo em horas (h), e t^* é o tempo fictício em horas, calculado segundo a Equação 2.4 (para incêndio controlado pela ventilação) e calculado conforme a Equação 2.5 (para incêndio controlado pelo combustível).

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

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

Os parâmetro Γ e Γ_{lim} são determinados determinado pelas Equações 2.6 e 2.7:

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

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

O_{lim} é o grau de ventilação-limite determinado por $O_{lim} = 0,1 \cdot 10^{-3} \cdot (q_{fi,d} / t_{lim})$ e k é um coeficiente que é tomado igual a 1, ou calculado conforme Equação 2.8 caso sejam atendidas todas as seguintes condições: $O > 0,004$; $q_{fi,d} < 75$; 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 quarto e último passo, determina-se o ramo de resfriamento descendente da curva natural, conforme as Equação 2.9, 2.10 ou 2.11;

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

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

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

sendo o parâmetro $\chi = 1$, para o incêndio controlado pela ventilação, ou dado pela Equação 2.12, caso o incêndio seja controlado pelo combustível. O parâmetro φ é determinado pela equação 2.13 e $\theta_{g,max}$ é a temperatura máxima dos gases obtida adotando o tempo $t_{máx}$.

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

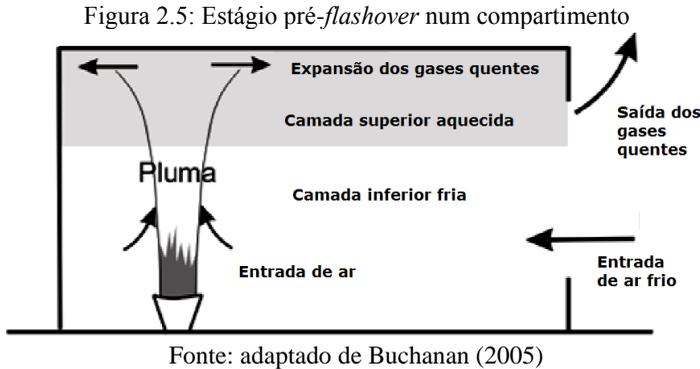
$$\varphi = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{q_{fi,d}}{O} \right) \cdot \Gamma, \quad (2.13)$$

2.2.3. Modelo de incêndio localizado

Um compartimento em incêndio onde não há a ocorrência de *flashover* pode ser modelado por meio do modelo de incêndio localizado. Esse tipo de incêndio ocorre geralmente em edificações com grandes dimensões e espaços vazios, como por exemplo, em estacionamentos ou galpões. Nessas edificações somente os elementos mais próximos das chamas são aquecidos. Mais detalhes sobre esse modelo podem ser encontrados em ENV 1991-2-2 (2002), no anexo C.

2.2.4. Modelos de zona

Os modelos de zona são comumente definidos como modelos computacionais simples que consideram o compartimento em chamas dividido em diferentes zonas de temperatura, conforme Figura 2.5.



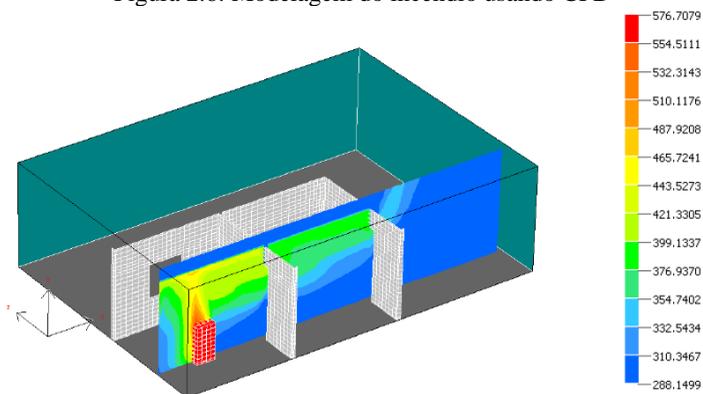
Buchanan (2005) explica que cada zona possui propriedades uniformes como temperatura e concentração de gases. Os resultados obtidos são menos detalhados do que os da modelagem CFD, todavia, para compartimentos de geometria regular, a modelagem por zonas fornece, ainda que de maneira simplificada, o comportamento pré-*flashover* de um ambiente em chamas.

Para a obtenção de resultados mais detalhados do que o modelo de zona, pode-se recorrer aos modelos da fluidodinâmica computacional.

2.2.5. Fluidodinâmica computacional (CFD)

Essa técnica é a mais avançada para a modelagem de incêndio utilizada atualmente, sendo um método versátil que conduz a resultados mais apurados e detalhados. O método trabalha com a simulação computacional dos movimentos do fluido quente dentro do compartimento através da transferência de calor. As equações são escritas com base nas equações fundamentais da dinâmica dos fluídos, termodinâmica, mecânica e reações químicas. Esse modelo propicia uma avaliação detalhada da temperatura em cada ponto no compartimento podendo ser realizado através dos códigos computacionais em MEF. Um exemplo é ilustrado na Figura 2.6.

Figura 2.6: Modelagem do incêndio usando CFD



Fonte: Caldas (2008)

2.2.6. Modelo de incêndio adotado

A modelagem do incêndio para a análise da confiabilidade estrutural comumente é realizada pela curva padrão (WANG *et al.* (2010), EAMON & JENSEN (2012) e VAN COILE (2014)) ou pela curva natural (HOSSER *et al.* (2008), GUO *et al.* (2012) e GUO & JEFFERS (2014)).

Adotou-se neste trabalho a curva natural de incêndio, uma vez que ela representa a elevação de temperatura em função do tempo mais próxima de um incêndio real do que o modelo padronizado, mas necessita de um menor custo computacional do que os modelos avançados.

2.3. ANÁLISE TÉRMICA

A análise térmica visa à obtenção da elevação da temperatura nos elementos estruturais a partir da relação temperatura-tempo dos gases, tendo por base os fundamentos da transferência de calor.

As principais técnicas utilizadas para a análise térmica podem ser subdivididas em 3 categorias: *métodos experimentais*, *métodos analíticos* e *métodos avançados*.

2.3.1. Métodos experimentais

Segundo Rigobello (2011), a maneira mais simples de se definir as temperaturas numa seção transversal de um elemento estrutural é utilizar resultados de ensaios apresentados em tabelas ou gráficos que são publicados em códigos normativos ou em guias de projeto.

Certamente, uma análise térmica de um elemento estrutural por meio de ensaios a altas temperaturas oferece uma melhor compreensão do fenômeno associado ao incêndio. Contudo, além de complexa, essa análise possui um custo financeiro alto, visto que exige mão de obra altamente especializada, equipamentos sofisticados e laboratórios modernos. Já para uma análise comportamental em incêndio da estrutura como um todo, o custo cresce exorbitantemente.

Mesmo assim, existem experimentos que foram realizados em estruturas completas como os ensaios em Willian Street e Collins Street, realizados na Austrália pela BHP (*Broken Hill Proprietary Company*), um dos maiores fabricantes de aço desse país (Figura 2.7) (BRITISH STEEL, 1999). Esses ensaios visaram, principalmente, obter o campo de deformação de uma estrutura em incêndio, e alavancaram o desenvolvimento do estudo da área de estruturas submetidas ao fogo.

Figura 2.7: Ensaio de uma estrutura submetida ao fogo no laboratório de Cardington



Fonte: adaptado de British Steel (1999)

Ensaio mais simples também podem ser efetuados, porém, normalmente são realizados em fornos sob condição de incêndio padrão e para elementos com dimensões compatíveis com as do compartimento utilizado.

2.3.2. Modelos analíticos

Os modelos analíticos de análise térmica se limitam a elementos estruturais individualmente, com ou sem proteção contra o fogo, e se aplicam apenas aos elementos envolvidos pelos gases em chamas. O método simplificado admite uma distribuição uniforme da temperatura na seção transversal e ao longo dos elementos, ou, segundo Silva (2004), uma distribuição não uniforme de temperatura por meio de procedimentos favoráveis à segurança. Detalhes sobre esse método podem ser encontrados na NBR 14323 (2013) e no EN 1993-1-2 (2005) e EN 1994-1-2 (2005).

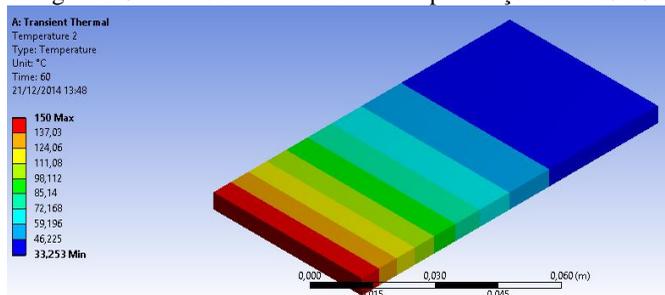
2.3.3. Modelos avançados

Os métodos avançados permitem realizar análises mais próximas da realidade da estrutura em situação de incêndio e podem ser usados para elementos ou sistemas estruturais com qualquer tipo de seção transversal e de materiais, submetidos a determinadas condições de contorno.

A aplicação desse método geralmente se dá por meio do uso de ferramentas computacionais baseadas no método dos elementos finitos (MEF) ou no método dos elementos de contorno (MEC).

Um exemplo de análise térmica em ANSYS de uma placa de aço, engastada em uma de suas extremidades e sujeita a uma diferença de temperatura de 150 °C na outra extremidade é ilustrado pela Figura 2.8. A figura apresenta o campo de temperaturas no elemento ao final de um minuto.

Figura 2.8: Análise térmica de uma chapa de aço via ANSYS



A análise térmica permite obter os campos de temperatura que serão utilizados na análise estrutural, tanto na avaliação da variação das propriedades dos materiais quanto na determinação de tensões induzidas por dilatações térmicas.

No presente trabalho, utilizou-se o método avançado para a análise térmica dos elementos de aço submetidos ao fogo.

2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Na análise estrutural, os efeitos da temperatura sobre a estrutura devem ser levados em conta a fim de que se proporcione uma melhor descrição do comportamento da estrutura em situação de incêndio. Portanto, é necessário considerar a influência da temperatura nas propriedades termo-mecânicas do elemento de aço. O **Apêndice A** desse trabalho apresenta uma descrição de tais efeitos com base na NBR 14323 (2013) e no ENV 1991-2-2 (2002).

A análise estrutural pode ser efetuada por meio de métodos simplificados ou avançados, conforme exposto a seguir. Contudo, cabe salientar que a avaliação estrutural será tão precisa quanto mais precisos forem a análise térmica e a modelagem do incêndio.

2.4.1. Métodos simplificados de análise estrutural

Os métodos simplificados de dimensionamento e análise são normalmente prescritos por códigos normativos nos quais elementos estruturais individuais são avaliados tendo como base as condições de estados limites em situação de incêndio.

Ao se verificar isoladamente os elementos estruturais em relação a cada um dos esforços atuantes, a Equação 2.14 deve ser atendida:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi}, \quad (2.14)$$

sendo que $S_{d,fi}$ é valor de cálculo do esforço atuante, determinado a partir da combinação última excepcional das ações; e $R_{d,fi}$ é o valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no qual se incluem os efeitos do incêndio.

O valor de cálculo da resistência ao escoamento dos aços, $f_{yd,fi}$, em situação de incêndio é dado pela seguinte expressão:

$$f_{yd,fi} = \frac{f_y}{\gamma_{a,fi}}, \quad (2.15)$$

onde $\gamma_{a,fi}$ é o coeficiente de ponderação aplicado à resistência do aço. Em situação de incêndio tal coeficiente é adotado como sendo igual a 1.

A probabilidade de um incêndio em uma edificação ao longo de sua vida útil é extremamente pequena. Assim esta ação térmica que tem duração curta e baixa tendência de ocorrência deve ser tratada como uma ação excepcional. Segundo a norma NBR 14323 (2013), as combinações de ações em situação excepcional de incêndio, em síntese, são expressas por três distintas equações:

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g \cdot F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,21 \cdot F_Q, \quad (2.16)$$

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g \cdot F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,28 \cdot F_Q, \quad (2.17)$$

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g \cdot F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,42 \cdot F_Q, \quad (2.18)$$

onde,

$F_{sd,fi}$ = esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio;

F_G = valor nominal da ação permanente;

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

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

γ_g = coeficiente de ponderação das ações permanentes dado pela NBR 14323.

A primeira combinação das ações (Equação 2.16) trata de locais que não possuam concentrações elevadas de pessoas, e onde os pesos dos equipamentos não sejam predominantes e os mesmos não fiquem fixos por períodos longos. A segunda (Equação 2.17) trata do esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio em locais onde os pesos de equipamentos sejam predominantes e fiquem fixos por longos períodos, ou em locais com elevada concentração de pessoas. E a terceira (Equação 2.18) trata dos demais locais, como arquivos, bibliotecas, depósitos, garagens e oficinas. As formulações das combinações últimas são tratadas no item 6.3 da NBR 14323 (2013).

Outros detalhes sobre o método simplificado de cálculo podem ser encontrados em Vila Real (2003), Silva (2004), Buchanan (2005), Purkis (2007), Franssen *et al.* (2009), Silva (2012) ou na NBR 14323 (2013).

2.4.2. Método avançado

A análise simplificada de um elemento em situação de incêndio pode levar a resultados conservadores ou até mesmo contra a segurança. Como alternativa para essa problemática apresenta-se os métodos avançados de análise estrutural.

Esse método de avaliação permite a análise da estrutura de forma individual ou como um todo, onde o comportamento da estrutura em incêndio tende a apresentar maior interação entre componentes estruturais, devido à diminuição da rigidez provocada pelo aumento de temperatura. Por exemplo, a ocorrência de uma instabilidade local leva a redistribuições de carregamento na estrutura.

Rigobello (2011) relata que devido à versatilidade para se modelar estruturas com uma disposição qualquer, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido o preferido da maioria dos pesquisadores e especialistas da análise de estruturas em situação de incêndio. Pois, permite incorporar a variação das relações tensão-deformação com a temperatura, bem como levar em conta o surgimento de tensões e deformações na estrutura. Assim, no presente trabalho adotou-se o MEF para a análise estrutural.

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

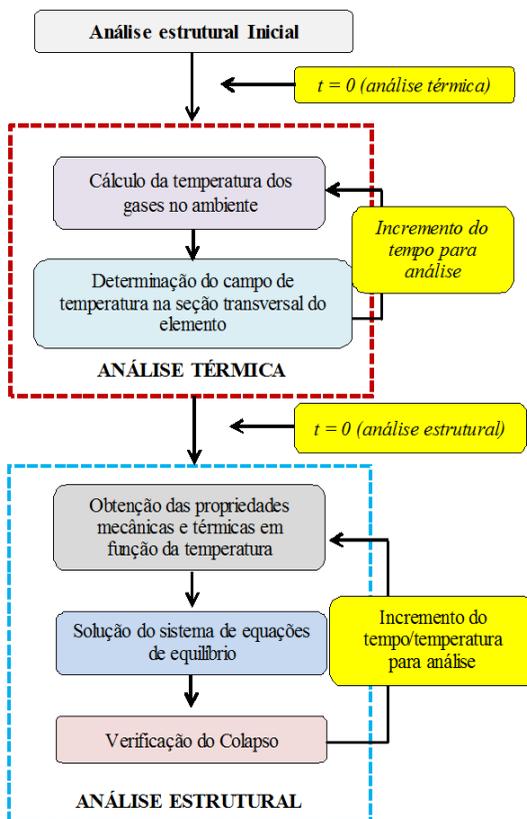
Com base nos três aspectos da análise estrutural em incêndio relatados ao longo deste capítulo é possível realizar um dimensionamento racional considerando a problemática das estruturas em incêndio. A Figura 2.9 resume o processo de análise termo-estrutural. A análise estrutural inicial referida na figura é aplicada para determinação dos deslocamentos e esforços presentes na estrutura nas condições normais de temperatura.

Em síntese, observa-se que uma análise ou dimensionamento das estruturas ou sistemas estruturais em condições de incêndio possui um grande número de incertezas associadas. Elas surgem, por exemplo, das aproximações e simplificações atribuídas nas etapas de modelagem, análise térmica e análise estrutural de um problema e da própria aleatoriedade natural associada ao processo de incêndio e às propriedades do material e dos carregamentos.

Como alternativa, pode-se usar uma ferramenta que leve em conta as incertezas, considerando os parâmetros e o tipo de distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias do problema em incêndio, permitindo, desta forma, estimar a segurança e avaliar o risco da

estrutura quando submetida a uma condição excepcional. A ferramenta aqui adotada é denominada confiabilidade estrutural, assunto do próximo capítulo.

Figura 2.9: Fluxograma simplificado do processo de solução de uma análise termo-estrutural em situação de incêndio.



Fonte: adaptado de Rigobello (2011)

3. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

3.1 INTRODUÇÃO

No contexto da engenharia estrutural, a confiabilidade está relacionada à probabilidade de ocorrência de um desempenho satisfatório da estrutura. Os requisitos para que o desempenho da estrutura seja considerado satisfatório são, geralmente, descritos por equações de estados limites. Estas equações envolvem variáveis aleatórias que são geralmente descritas por distribuições de probabilidade e seus respectivos parâmetros. De posse de tais dados estatísticos e aplicando a teoria da confiabilidade estrutural é possível quantificar as incertezas envolvidas na resposta do problema e determinar uma medida associada à segurança da estrutura, ou falta de segurança da mesma, a probabilidade de falha. A determinação da probabilidade de falha, ou do índice de confiabilidade a ela associado, pode ser feita por meio dos métodos de transformação ou simulação. Em muitos casos, é possível também determinar a contribuição relativa de cada variável aleatória na composição da probabilidade de falha. Com o intuito de verificar se a segurança da estrutura está ou não dentro de limites aceitáveis, os índices de confiabilidade podem ser comparados a índices de confiabilidade de referência.

O presente capítulo aborda de forma resumida cada um desses conceitos, fornecendo os fundamentos da teoria da confiabilidade estrutural necessários para o desenvolvimento das etapas posteriores do trabalho. Uma base teórica mais aprofundada pode ser encontrada em, Hasofer & Lind (1974), Rackwitz & Fiessler (1978), Ang & Tang (1984), Melchers (1999), Madsen *et al.* (1986), Ang & Tang (2007) e Beck (2014).

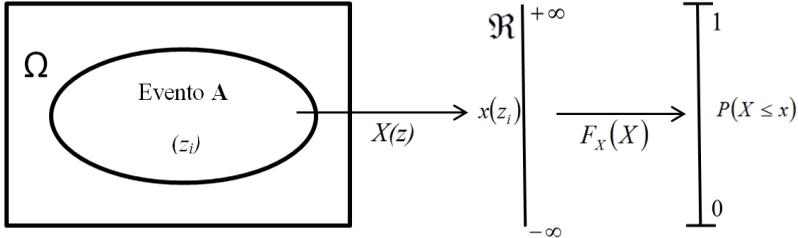
3.2 VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

As variáveis aleatórias (VAs) são utilizadas para representar numericamente resultados de experimentos aleatórios podendo ser definidas como funções que associam números reais à ocorrência de conjuntos de resultados possíveis de um fenômeno (MEDEIROS, 2009).

Matematicamente, a variável aleatória $X(z)$ pode ser descrita como sendo uma função que relaciona cada ponto amostral z_i de um evento **A**, pertencente ao espaço amostral Ω , a um valor $x(z_i)$ na reta dos números reais, a Figura 3.1 resume essa definição. Deve-se observar que as VAs podem ser contínuas ou discretas, uma vez que o espaço

amostral pode ser constituído por conjuntos discretos ou contínuos de pontos (ANG & TANG, 2007).

Figura 3.1: Variáveis aleatórias – associação de eventos a números reais



Usualmente, variáveis aleatórias são representadas por letras maiúsculas (X) e valores particulares assumidos pelas mesmas são representados por letras minúsculas (x). Além de poder ser descrita por uma função acumulada de probabilidade, a VA também pode ser descrita por uma função de densidade de probabilidade ou por momentos estatísticos (valor esperado, variância e outros).

3.2.1. Função de probabilidade acumulada

A função de probabilidade acumulada ou função acumulada de probabilidade (CDF - *Cumulative Distribution Function*), $F_X(x)$, é uma função que fornece a probabilidade de X assumir um valor menor ou igual a x , definida para todo x no intervalo de $-\infty \leq x \leq +\infty$. Tal definição é representada pela Equação 3.1.

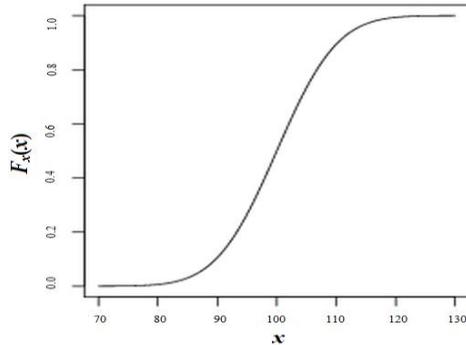
$$F_X(x) = P[(X \leq x)] \quad (3.1)$$

Uma função cumulativa de probabilidades deve satisfazer as seguintes propriedades:

- $F_X(-\infty) = 0$
- $0 \leq F_X(x) \leq 1$
- $F_X(+\infty) = 1$

A função $F_X(x)$ é ilustrada na Figura 3.2.

Figura 3.2: Função de probabilidade acumulada - CDF



3.2.2. Função densidade de probabilidade

A função de densidade de probabilidade (PDF - *Probability Density Function*), $f_X(x)$, é a derivada em relação a x da função de probabilidade acumulada, conforme Equação 3.2.

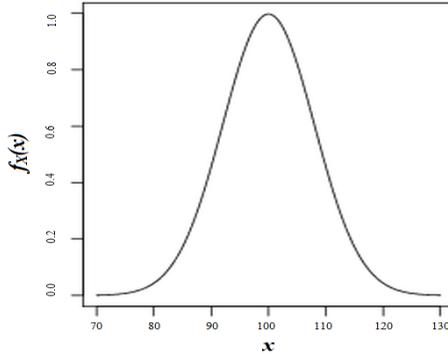
$$f_X(x) = \frac{\partial F_X(x)}{\partial x} \quad (3.2)$$

A função $f_X(x)$ que satisfaz as seguintes condições pode ser considerada uma função de densidade de probabilidade:

- $f_X(x) > 0$, para todo x ;
- $\int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x) dx = 1$
- $\int_a^b f_X(x) dx = P(a \leq X \leq b)$

Um exemplo de função $f_X(x)$ é apresentado na Figura 3.3:

Figura 3.3: Função densidade de probabilidade - PDF



Distribuições que envolvem muitas variáveis aleatórias são ditas distribuições conjuntas, onde as VAs podem ser representadas por meio de vetores $\mathbf{X} = \{X_1, X_2, X_3, \dots, X_n\}$. Tradicionalmente, o vetor de variáveis aleatórias é denotado por uma letra maiúscula em negrito \mathbf{X} e uma realização deste vetor corresponde a uma realização de cada uma das variáveis aleatórias que o compõem, sendo representada por $\{\mathbf{X} = \mathbf{x}\}$ (BECK, 2014). Neste caso, a função conjunta de distribuição cumulativa de probabilidade bem como a função conjunta de densidade de probabilidade são representadas, respectivamente, pelas Equações 3.3 e 3.4.

$$F_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) = P[\{\mathbf{X} \leq \mathbf{x}\}] = P[\{X_1 \leq x_1, X_2 \leq x_2, \dots, X_n \leq x_n\}] \quad (3.3)$$

$$f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) = f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3.4)$$

3.2.3. Valor esperado, variância, coeficiente de variação e momentos de uma variável aleatória

O valor esperado de uma variável aleatória, ou esperança, é uma medida que indica a tendência central da variável aleatória, sendo definido pela integral da Equação 3.5.

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_X(x) dx = \mu, \quad (3.5)$$

O valor esperado não deve ser confundido com o valor mais provável (moda) e nem com a mediana de uma variável aleatória. A moda representa o ponto máximo da função de densidade, $f_X(x)$, ao

passo em que a mediana é uma medida de localização do centro da distribuição dos dados. Em um conjunto ordenado, a mediana é o ponto central que divide o conjunto de dados em dois subconjuntos de mesmo tamanho, ou seja, 50% dos elementos da amostra são menores ou iguais à mediana e os outros 50% são maiores ou iguais à mediana (MEDEIROS, 2009).

Outras duas medidas descritivas das variáveis aleatórias são a variância e o desvio padrão. A variância é o valor esperado para o quadrado dos desvios, sendo uma medida de dispersão da variável aleatória em torno da média, calculada pela Equação 3.6.

$$\text{Var}[X] = \sigma^2 = E[(X - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 \cdot f_X(x) dx \quad (3.6)$$

O coeficiente de variação é outra quantidade usualmente empregada para descrever variáveis aleatórias, sendo definido como uma medida adimensional da dispersão em relação à média e expresso pela Equação 3.7. Essa razão entre o desvio padrão e a média é normalmente utilizada para comparar dispersões de diferentes VAs.

$$c.v. = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (3.7)$$

A esperança de uma variável aleatória é, na verdade, um caso particular do chamado momento de ordem k da variável, definido pela Equação 3.8, enquanto que variância é um caso particular de momento central de ordem k , definido pela Equação 3.9. Ambas as equações apresentam os momentos para X contínua (GOMES, 2010).

$$E[X^k] = \mu^k = \int_{-\infty}^{+\infty} x^k \cdot f_X(x) dx \quad (3.8)$$

$$E[(X - \mu)^k] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^k \cdot f_X(x) dx \quad (3.9)$$

3.3. ESTADO LIMITE

A violação de um estado limite pode ser definida como uma situação em que se atinge uma condição indesejável da estrutura. Os estados limites geralmente são divididos em últimos ou de serviço. Os estados últimos são aqueles nos quais a estrutura sofre uma perda de

equilíbrio, um esgotamento da capacidade resistente, um colapso progressivo ou fadiga. Já os estados limites de serviço se referem à perda dos requisitos de durabilidade, de aparência, do conforto e da boa utilização da estrutura.

Os limites de falha são comumente expressos pelas equações de estado limite, conforme a Equação 3.10. A chance dessa equação exceder o estado limite ($G(\mathbf{X}) < 0$) depende da variabilidade das cargas, dos materiais, do modelo utilizado, entre outros, ou seja, dependerá das variáveis aleatórias do problema. As variáveis aleatórias podem levar a equação de estado limite ao domínio de falha ou ao domínio de sobrevivência, Equações 3.11 e 3.12, respectivamente.

$$G(\mathbf{X}) = G(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (3.10)$$

$$D_f = \{\mathbf{X} / G(\mathbf{X}) \leq 0\} \quad (3.11)$$

$$D_s = \{\mathbf{X} / G(\mathbf{X}) > 0\} \quad (3.12)$$

Com o intuito de tentar se afastar ao máximo do domínio de falha, é comum criar uma margem de segurança entre a resistência e a solicitação. Tal garantia pode ser estabelecida apenas em termos probabilísticos, ou seja, a confiabilidade de uma estrutura deve ser medida em termos da probabilidade da resistência (R) ser superior ao efeito do carregamento (S) (ERAZO, 2011).

3.4. INCERTEZAS NA ENGENHARIA

Uma análise de confiabilidade estrutural está relacionada com a consideração das incertezas que envolvem os problemas de engenharia. Essas incertezas surgem da aleatoriedade dos vários parâmetros que envolvem os problemas presentes na engenharia estrutural.

Em geral, muitas incertezas já foram identificadas e quantificadas por diversos autores e estão disponíveis na literatura (KRÜGER, 2008). Estudos têm sido feitos no sentido de determinar quais funções de distribuição de probabilidade melhor representam as incertezas. Ellingwood & Galambos (1982) e Melchers (1999) apresentam algumas distribuições de probabilidade comumente utilizadas na descrição de variáveis aleatórias da engenharia estrutural, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Distribuições de probabilidade comumente utilizadas na descrição de variáveis aleatórias da engenharia estrutural (Adaptado de Ellingwood & Galambos, 1982)

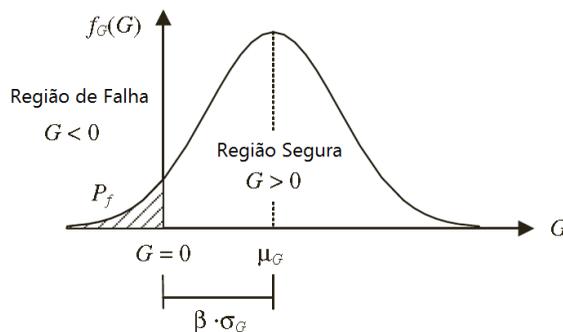
Variável Aleatória	Tipo	Distribuição	Coefficiente de variação (c.v.)
RESISTÊNCIA (elemento estrutural)	Aço	Lognormal	0,11 – 0,17
	Concreto	Lognormal	0,09 – 0,2
SOLICITAÇÃO	Peso próprio	Normal	0,10
	Carga acidental	Gama	0,55

O intervalo de variação do c.v. para as variáveis aleatórias de resistência decorre do fato de que as propriedades do aço e do concreto serem abordadas de acordo com a função estrutural do elemento a ser estudado. Mais detalhes podem ser encontrados em Ellingwood & Galambos (1982).

3.5. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA FUNDAMENTAL DE CONFIABILIDADE

Considerando R e S duas VAs aleatórias independentes e normais, conseqüentemente, a distribuição de $G = R - S$ também será normal. Nesse caso, a falha ocorrerá quando a solicitação S exceder a capacidade de resistência R do sistema, isto é, quando $G < 0$, conforme ilustrado pela região sombreada na Figura 3.4. A probabilidade de falha P_f é então definida como sendo: $P_f = P[G < 0]$ (GUO *et al.*, 2012).

Figura 3.4: Distribuição da densidade de probabilidade de G



Fonte: adaptado de Guo *et al.* (2012)

A probabilidade de falha pode também ser expressa em termos de um índice de confiabilidade (β). Matematicamente, para variáveis aleatórias independentes com distribuições normais de probabilidade, o índice de confiabilidade é dado pela Equação 3.13 (CORNELL, 1969).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (3.13)$$

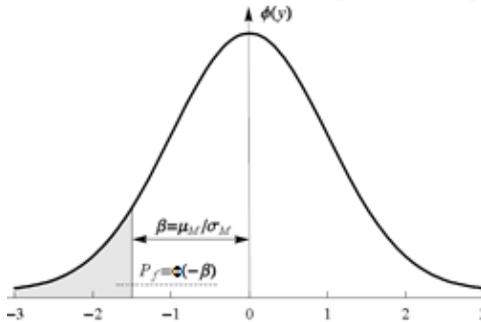
Com a transformação da distribuição de G em um variável normal padrão Y , com média nula e desvio padrão unitário, através da Equação 3.14, (conhecida como transformação de Hasofer e Lind), é possível avaliar probabilidades associadas à variável G utilizando a função de distribuição acumulada normal padrão, $\Phi()$, conforme Equação 3.15.

$$Y = \frac{G - \mu_G}{\sigma_G} \quad (3.14)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.15)$$

O índice de confiabilidade é uma medida geométrica da probabilidade de falha, o qual representa a menor distância da origem do espaço normal padrão (média da distribuição de Y) das variáveis aleatórias até o ponto limite de falha ($G(X) = 0$), denominado por ponto de projeto¹ ou ponto mais provável de falha, Figura 3.5.

Figura 3.5: Distribuição de G no espaço normal padrão



Fonte: adaptado de Beck (2014)

¹ Ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência.

A maioria dos problemas de confiabilidade envolve várias variáveis aleatórias representadas vetorialmente por $\mathbf{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$. A resistência estrutural $R(\mathbf{X})$ e a solicitação $S(\mathbf{X})$ são duas funções de variáveis aleatórias.

Nos problemas que envolvem várias variáveis aleatórias normais e para funções lineares $g(\mathbf{X})$ utiliza-se o índice de confiabilidade de Cornell, Equação 3.16.

$$\beta = \frac{E[G(\mathbf{X})]}{\sqrt{\text{Var}[G(\mathbf{X})]}} \quad (3.16)$$

De forma geral, para problemas envolvendo n variáveis aleatórias, com distribuição de densidade de probabilidade qualquer e sujeita a uma condição de estado limite, a probabilidade de falha pode ser determinada pela integração da função de densidade de probabilidade conjunta sobre a região de falha, conforme a Equação 3.17.

$$P_f = \int_{G(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (3.17)$$

Na maioria das aplicações, a Equação 3.17 é muito complexa para ser avaliada analiticamente e métodos aproximados são geralmente empregados para realizar a análise de confiabilidade.

3.6. MÉTODOS DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Dentre os métodos aproximados existentes incluem-se o método de primeira ordem e segundo momento (FOSM - *First Order Second Moment*), o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM - *First Order Reliability Method*), o método de confiabilidade de segunda ordem (SORM - *Second Order Reliability Method*).

No método FOSM, a equação de estado limite é aproximada por um hiperplano no ponto de projeto e, para a construção da função conjunta de distribuição, $f_{\mathbf{x}}(x)$, utilizam-se apenas as informações referentes aos dois primeiros momentos (média e variância $[\mu, \sigma^2]$).

Como todo método de transformação, o método de primeira ordem FORM foi desenvolvido a partir do FOSM e permite obter soluções aproximadas para os problemas, necessitando de relativamente poucas avaliações da equação de estado limite. Todas as informações

estatísticas das variáveis aleatórias são utilizadas, ou seja, as funções de distribuição de probabilidades bem como a correlação entre as variáveis aleatórias do problema estão incluídas neste método (BECK, 2014).

O SORM utiliza a mesma ideia do FORM, diferenciando-se pela aproximação da equação de estado limite por uma função quadrática, ou hipersfera, no ponto de projeto.

Outro método (considerado como um método exato) que pode ser aplicado para realizar a análise de confiabilidade estrutural é o método de simulação de Monte Carlo. No método de Monte Carlo, todas as informações estatísticas das variáveis aleatórias são consideradas e a probabilidade de falha é determinada por experimentos aleatórios computacionais simulando n realizações das variáveis.

No presente trabalho, utiliza-se, para o cálculo da probabilidade de falha dos elementos estruturais de aço, o método FORM e o método de Monte Carlo simples. O método FORM também é utilizado no estudo da sensibilidade da probabilidade de falha em função das VAs. Devido ao alto custo computacional comumente associado ao método de Monte Carlo Simples, verifica-se também a possibilidade de aplicação do denominado método de Monte Carlo com amostragem por importância.

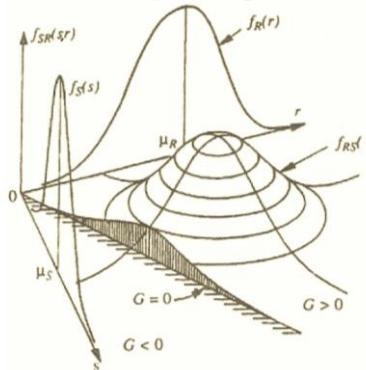
3.7. MÉTODO DE CONFIABILIDADE DE PRIMEIRA ORDEM - FORM

O método de confiabilidade de primeira ordem, FORM (*First Order Reliability Method*), é um método eficiente para a estimativa da probabilidade de falha. Sua precisão depende do número e dos parâmetros das variáveis aleatórias envolvidas no problema, bem como do grau de não linearidade da equação de estado limite na vizinhança do ponto de projeto.

Como todo método de transformação, o FORM se baseia na transformação do vetor das variáveis aleatórias X com determinado tipo de distribuição conjunta de probabilidade, em um vetor de variáveis aleatórias Y com distribuição normal padrão (BECK, 2014). Este processo de transformação é feito por meio da transformação de Hasofer e Lind (1974) (Equação 3.14).

Esse método consiste na construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades, $f_X(x)$, utilizando as distribuições de probabilidades de cada uma das variáveis aleatórias do problema, denominadas de distribuições de probabilidades marginais, (Figura 3.6), e de uma matriz de correlação formada pelos coeficientes de correlação entre pares de variáveis, conforme Equação 3.18 (BECK, 2014).

Figura 3.6: Construção da distribuição de probabilidade através das distribuições marginais



Fonte: Melchers (1999)

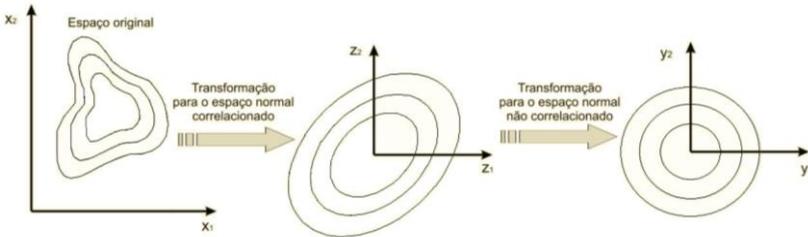
$$R_X = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{X_{12}} & \dots & \rho_{X_{1n}} \\ \rho_{X_{21}} & 1 & \dots & \rho_{X_{2n}} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \rho_{X_{n1}} & \rho_{X_{n2}} & \dots & 1 \end{bmatrix}, \quad (3.18)$$

A transformação para o espaço normal padrão pode ser realizada pela transformação de Rosenblatt (1952) ou pela transformação composta de Nataf (1962), sendo que a segunda opção é adotada neste trabalho, por requerer menos informação estatística a respeito da variação conjunta das VAs.

A transformação composta consiste de três etapas: 1. transformação das VAs com distribuições marginais originais (\mathbf{X}) em VAs com distribuições normais equivalentes (\mathbf{Z}), possivelmente correlacionadas; 2. determinação dos coeficientes de correlação equivalentes, utilizando o modelo de Nataf (1962); 3. eliminação da correlação entre as variáveis aleatórias, através da decomposição ortogonal ou por meio da fatoração de Cholesky (SORENSEN, 2004).

No fim desse processo, a função original $f_X(\mathbf{x})$ é transformada em uma distribuição normal padrão multivariada $f_Y(\mathbf{y})$, conforme a Figura 3.7.

Figura 3.7: Ilustração da transformação composta



Fonte: Neves (2004), apud Cheung *et al.* (2012)

Realizada as etapas da transformação composta, parte-se para a determinação do domínio de integração da Equação 3.17 que é comumente definido por uma equação de estado limite.

Se a equação de estado limite é linear, ela pode ser representada por um hiperplano. Consequentemente, a equação de estado limite continuará sendo linear no espaço normal padrão e o índice de confiabilidade é determinado por meio do índice de confiabilidade de Cornell, Equação 3.16.

Se a equação de estado limite é não-linear, a solução do problema consiste na resolução de um problema de otimização para encontrar o ponto de projeto considerando uma aproximação do domínio de falha por um hiperplano que passa nesse ponto. Assim, é possível determinar a mínima distância entre a equação de estado limite, transformada para o espaço normal padrão, e a origem do espaço normal padrão, distância essa que consiste no índice de confiabilidade.

A resolução do problema de otimização para encontrar o ponto de projeto para uma equação de estado limite qualquer pode ser feita através de algoritmos de otimização. Dentre os algoritmos existentes destaca-se um que foi desenvolvido especificamente para solução do problema de otimização em confiabilidade estrutural, denominado HLRF, descrito a seguir (HASOFER & LIND, 1974) e (RACKWITZ & FIESSLER, 1978).

3.7.1. Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler - HLRF

A ideia fundamental do algoritmo HLRF (Hasofer & Lind (1974), e Rackwitz & Fiessler (1978)) consiste na aproximação de um ponto aleatório y a uma superfície $g(y)=0$ e na perpendicularidade entre o vetor y e a tangente à superfície no ponto (BECK, 2014).

Portanto, seja y_k um ponto inicial qualquer onde é realizada uma expansão da equação de estado limite em série de Taylor, considerando apenas os termos de primeira ordem:

$$\tilde{g}(y_{k+1}) = g(y_k) + \nabla g(y_k)^T \cdot (y_{k+1} - y_k) = 0, \quad (3.19)$$

sendo $\nabla g(y_k)$ o gradiente da equação de estado limite analisado no espaço normal padrão e avaliado no ponto y_k . Para exemplos numéricos, o gradiente pode ser calculado, por exemplo, por meio do método das diferenças finitas.

Sobre a equação de estado limite linearizada, busca-se um próximo ponto y_{k+1} de maneira que $\tilde{g}(y_{k+1}) = 0$. Sendo $\beta_k = \sqrt{y_k^T \cdot y_k}$ o valor inicial do índice de confiabilidade e α_k o vetor de cossenos diretores da equação de estado limite no ponto y_k , dado pela Equação 3.20, e substituindo esses valores na Equação 3.19 chega-se à expressão apresentada na Equação 3.21, que será utilizada para a determinação do novo ponto.

$$\alpha_k = \frac{\nabla g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|} \quad (3.20)$$

$$y_{k+1} = -\alpha_k \cdot \left[\beta_k + \frac{g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|} \right] \quad (3.21)$$

O termo entre colchetes na Equação 3.21 representa a nova aproximação do índice de confiabilidade. Esta expressão é utilizada iterativamente até que se atinja convergência em y ou β .

Apesar de ser um algoritmo largamente utilizado, por sua simplicidade, o HLRF não garante uma convergência. Como alternativa, pode-se utilizar a versão modificada, *i*HLRF, que apresenta garantia de convergência desde que seus parâmetros sejam adequadamente escolhidos.

3.7.2. Algoritmo de Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler Modificado - *i*HLRF

No método *i*HLRF (*improved Hasofer, Lind, Rackwitz e Fiessler*), a direção inicial de busca passa a ser determinada pela Equação 3.22 considerando um ajuste do passo, λ_k . No algoritmo do

HLRF, o novo ponto é determinado para um passo unitário. No *i*HLRF, o novo ponto é dado pela Equação 3.23, utilizando-se um passo ótimo.

$$d_k = y_{k+1} - y_k = \frac{\nabla g(y_k)^T \cdot y_k - g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|^2} \cdot \nabla g(y_k) - y_k \quad (3.22)$$

$$y_{k+1} = y_k + \lambda_k \cdot d_k \quad (3.23)$$

Para determinar um passo ótimo, introduz-se uma função mérito $m(y)$. Zhang e Kiureghian (1997) propõem a função mérito expressa na Equação 3.24. Essa expressão assegura a convergência incondicional do algoritmo *i*HLRF desde que sejam satisfeitas restrições quanto aos seus parâmetros.

$$m(y_k) = \frac{1}{2} \|y_k\|^2 + c \cdot |g(y)| \quad (3.24)$$

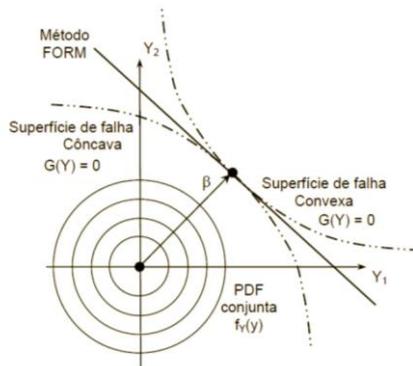
Beck (2014) explica que, após a determinação da direção de busca, a cada iteração é realizada uma busca linear para encontrar o passo λ_k que minimiza a função mérito. Porém, como a resolução do problema é bastante complexa, admite-se um passo que apenas reduza a função mérito de maneira suficiente. Para alcançar tal objetivo, a regra de Armijo pode ser utilizada (Equação 3.25) (LUENBERGER, 2003).

$$\lambda = \max_{n \in \mathbb{N}} \left[b^n / m(y_k + b^n \cdot d_k) - m(y_k) \leq -a \cdot b^n \cdot \|\nabla m(y_k)\|^2 \xrightarrow{\text{onde}} a, b \in (0,1) \right] \quad (3.25)$$

3.7.3. A linearização da equação de estado limite

A linearização da equação de estado limite no ponto de projeto possui um erro de aproximação, caso a equação não seja linear (Figura 3.8). A precisão do método FORM dependerá do grau de não-linearidade da equação no ponto ótimo. Em outras palavras, a precisão dependerá da configuração do domínio de falha no espaço normal padrão. Assim, se a equação de estado limite, $g(\mathbf{Y})$, é convexa em torno do ponto de projeto, a aproximação será a favor da segurança, caso contrário, será contra a segurança (ERAZO, 2011). O erro cometido tende a ser pequeno, pois o maior conteúdo da probabilidade de falha da função de densidade no domínio de falha está localizado próximo ao ponto de projeto.

Figura 3.8: Aproximação da equação de estado limite por um hiperplano no ponto de projeto

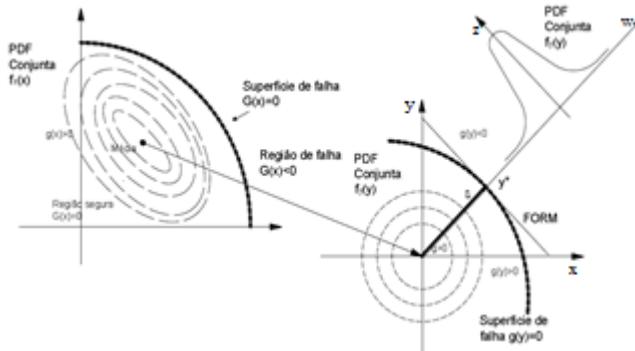


Fonte: Lopez (2007)

3.7.4. Resumo do método FORM

A Figura 3.9 sintetiza a metodologia de abordagem para o cálculo da probabilidade de falha pelo FORM.

Figura 3.9: Transformação do espaço original para o espaço normal padrão



Fonte: Choi & Youn (2001), apud Erazo (2011)

O método consiste na transformação da função de densidade de probabilidade do espaço de projeto (X) para o espaço normal padrão (Y), usando, por exemplo, a transformação de Nataf. Nesse espaço é calculado o ponto de projeto através do HLRF ou *i*HLRF, ponto no qual a equação de estado limite é linearizada. O índice de confiabilidade é determinado através do cálculo da distância da origem do espaço padrão

ao ponto de projeto. A probabilidade de falha é então calculada através da Equação 3.15.

3.8. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

O método de simulação é um processo que reproduz o mundo real com base em um número de hipóteses e de modelos que representam a realidade (ANG & TANG, 1984). Essa técnica permite a realização de experimentos computacionais com base em modelos matemáticos, os quais possibilitam a resolução de problemas complicados que, na prática, seriam inconcebíveis devido ao seu alto custo experimental.

O método de simulação de Monte Carlo é, comumente, chamado de método exato porque, teoricamente, o resultado da simulação tende ao resultado exato quando o número de simulações tende ao infinito. A qualidade dos resultados depende da qualidade dos números aleatórios utilizados, o que representa importante parcela do trabalho de simulação (BECK, 2014).

3.8.1. Formulação do método de Monte Carlo

Conforme apresentado na Equação 3.17, o cálculo da probabilidade de falha envolve a integração sobre o domínio de falha da função de densidade de probabilidade conjunta. Deste modo, considerando uma função indicadora $I[\mathbf{x}]$, representada pela Equação 3.26, e multiplicando-a pela Equação 3.17, o cálculo da probabilidade de falha continua sendo válido, uma vez que a integral continua sendo avaliada em seu domínio de falha. Outro detalhe observado através dessa multiplicação (por definição da Equação 3.5) é o fato de que a probabilidade de falha torna-se igual ao valor esperado da função indicadora, Equação 3.27.

$$\begin{aligned} I[\mathbf{x}] &= 1, \forall \mathbf{x} \in D_f \\ I[\mathbf{x}] &= 0, \forall \mathbf{x} \notin D_f \end{aligned} \quad (3.26)$$

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] \cdot f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \equiv E[I[\mathbf{x}]] \quad (3.27)$$

Se for considerada uma amostra de tamanho finito, o valor esperado da função indicadora é dado pela Equação 3.28.

$$E[I[\mathbf{x}]] \cong \hat{P}_f \cong \frac{1}{n_{si}} \cdot \sum_{i=1}^n I[\mathbf{x}_i] = \frac{n_f}{n_{si}} \quad (3.28)$$

Nessa expressão o termo n_f representa o número de pontos no domínio de falha e n_{si} é o número de simulações realizadas.

Uma vez que o número de simulações n_{si} é limitado, o valor estimado para a probabilidade de falha estará sujeito a um erro estatístico que corresponde à variância dada pela Equação 3.29.

$$Var[\hat{P}_f] = \frac{1}{n_{si} - 1} \cdot \sum_{i=1}^n (I[x_i] - \hat{P}_f)^2 \quad (3.29)$$

Considerando k como um parâmetro relacionado ao nível de confiabilidade, segundo uma distribuição normal e combinando as Equações 3.28 e 3.29, obtêm-se um intervalo de confiança para o resultado da simulação de Monte Carlo simples, conforme Equação 3.30.

$$\hat{P}_f - k \cdot \sqrt{Var[\hat{P}_f]} \leq P_f \leq \hat{P}_f + k \cdot \sqrt{Var[\hat{P}_f]} \quad (3.30)$$

Um detalhe mostrado na Equação 3.31 é que quanto menor for a probabilidade de falha, maior será o número de simulações necessária para se ter um mesmo coeficiente de variação (CV_{P_f}).

$$CV_{P_f} \approx \frac{1}{\sqrt{n_{si} \cdot P_f}} \quad (3.31)$$

Observa-se que na resolução de um problema de confiabilidade segundo a simulação Monte Carlo simples, três etapas básicas são necessárias: 1. geração de n_{si} realizações das variáveis aleatórias $\mathbf{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ a partir da função conjunta de densidade $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$; 2. verificação da ocorrência ou não de falha para cada ponto amostral, através da função indicadora $I[\mathbf{x}]$; 3. Estimação da média e da variância da probabilidade de falha através das Equações 3.28 e 3.29.

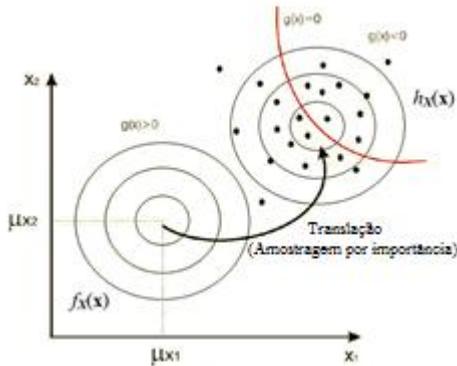
Observa-se que a técnica de simulação de Monte Carlo possui características atrativas para seu emprego devido à sua robustez e simplicidade. Entretanto, o seu fator limitante é o custo computacional, uma vez que o número de simulações necessárias para se reduzir o erro da estimativa da solução procurada pode levar a um alto esforço

computacional. Porém, o crescente aumento da capacidade dos computadores associado ao desenvolvimento das técnicas de redução de variância permite a estimação da probabilidade de falha com uma significativa redução do número de repetições.

3.9. AMOSTRAGEM POR IMPORTÂNCIA UTILIZANDO PONTOS DE PROJETO

Uma vez que pode ser muito oneroso obter estimativas precisas com simulações a partir da distribuição de interesse $f_X(\mathbf{x})$, pode-se recorrer a uma função $h_X(\mathbf{x})$, usualmente chamada de função de amostragem, que desloca os pontos simulados para a região próxima ao domínio de falha, conforme a Figura 3.10. Este procedimento é comumente chamado de amostragem por importância.

Figura 3.10: Representação da translação da amostragem por importância



Fonte: adaptado de Cheung *et al.* (2012)

A formulação pode ser obtida multiplicando e dividindo a Equação 3.27 por $h_X(\mathbf{x})$, obtendo-se a Equação 3.32:

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] \cdot \frac{f_X(\mathbf{x})}{h_X(\mathbf{x})} \cdot h_X(\mathbf{x}) d\mathbf{x}. \quad (3.32)$$

Matematicamente, esta equação representa o valor esperado da função $I[\mathbf{x}] \cdot \frac{f_X(\mathbf{x})}{h_X(\mathbf{x})}$ em relação à função de amostragem $h_X(\mathbf{x})$, onde esse

valor esperado pode ser estimado por meio de uma amostra de tamanho n_{si} :

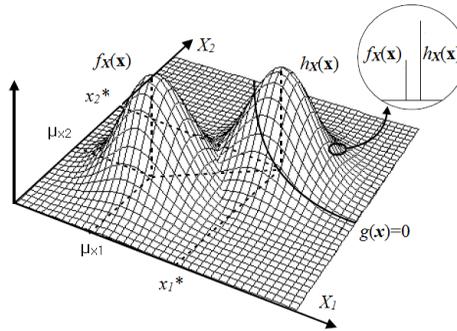
$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[\mathbf{x}_i] \cdot \frac{f_x(\mathbf{x}_i)}{h_x(\mathbf{x}_i)}. \quad (3.33)$$

Uma vez que o deslocamento dos pontos para as proximidades do domínio de falha altera o resultado do somatório $\sum I[\mathbf{x}_i]$, pois o número de pontos pertencentes ao domínio de falha aumenta, há a necessidade de se utilizar uma função que considere o peso da simulação para cada ponto amostrado. Seja w_i essa função peso dada pela Equação 3.34.

$$w_i = \frac{f_x(\mathbf{x}_i)}{h_x(\mathbf{x}_i)} \quad (3.34)$$

Caso a função de amostragem seja adequadamente escolhida, o valor de w_i será menor que 1, pois conforme mostra o detalhe da Figura 3.11, $h_x(\mathbf{x})$ será maior que $f_x(\mathbf{x})$.

Figura 3.11: Amostragem por importância no ponto de projeto



Fonte: Beck (2014)

Deste modo, determina-se a probabilidade de falha através da equação 3.35.

$$\hat{P}_f = \frac{\sum w_i \cdot I[\mathbf{x}_i]}{n_{si}} \quad (3.35)$$

Mais informações sobre o assunto podem ser encontradas em Beck (2014). Para um maior aprofundamento sobre outras estratégias de redução da variância recomenda-se como referência: Amostragem

adaptativa (BUCHER, 1988); método kernel adaptativo (ANG & TANG, 1994); simulação direcional (MELCHERS, 1992); Amostragem por hiper-cubo latino (*Latin Hypercube Sampling – LHS*) (OLSSON *et al.*, 2003) e técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo (SANTOS, 2014).

3.10. ÍNDICE DE SENSIBILIDADE

O método de confiabilidade FORM além de fornecer a probabilidade de falha permite a determinação de medidas de sensibilidade. Essa medida é utilizada para avaliar a contribuição relativa de cada variável aleatória na composição da probabilidade de falha. Tal contribuição depende dos momentos, do tipo de distribuição da variável aleatória, e de como ela se apresenta na equação de estado limite. Ela considera, ainda, os efeitos que as diversas suposições e os erros nos dados geram na equação de estado limite proposta (ERAZO, 2011).

Segundo Madsen *et al.* (1986), várias medidas de sensibilidade podem ser utilizadas, como por exemplo: fatores de importância, fatores de omissão ou fatores de sensibilidade métricos. Dentre estes, será adotado neste trabalho o fator de importância de cada variável aleatória que é definido através da Equação 3.36.

$$I_i = \alpha_i^2, \quad (3.36)$$

sendo que α_i é o cosseno diretor dado pela Equação 3.37:

$$\alpha_i = -\frac{\nabla g(y^*)}{\|\nabla g(y^*)\|}, \quad (3.37)$$

onde $\nabla g(y^*)$ é o gradiente da equação de estado limite no ponto de projeto y^* .

É importante ressaltar que os índices de sensibilidade são medidas lineares e, portanto, valem apenas como aproximação para equações de estados limites não-lineares e para distribuições não normais (BECK, 2014).

3.11. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA

Os projetos baseados em confiabilidade devem ter como referência os critérios de aceitação da sociedade. Esses critérios correspondem a valores de confiabilidade mínimos que são comumente explicitados por índices de confiabilidade alvo ou índices de confiabilidade de referência.

O índice alvo visa a mínima relação entre as consequências de falha e os custos do aumento da confiabilidade, em outras palavras, ele visa à otimização da relação custo-benefício da estrutura.

A determinação de um índice de referência ideal é impossível, pois muitas das vezes é difícil determinar o custo de uma falha de uma forma quantitativa, principalmente quando a falha pode levar a mortes ou a danos ambientais. Contudo, na tentativa de estabelecer ao menos um índice de referência considerando os índices de confiabilidade das estruturas projetadas, códigos normativos oferecem alguns indicadores alvos.

O *Joint Committee on Structural Safety*, JCSS (2001), sugere alguns valores para índices de confiabilidade de referência toleráveis (Tabela 3.2). Os valores fornecidos pelo JCSS consideram os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS) para um período de referência de um ano.

Tabela 3.2: Índices de confiabilidade β alvos relativos a um ano de período de referência – ELU e ELS

Custo de segurança	ÍNDICES PARA O ELU			ÍNDICES PARA O ELS
	Consequências de falha LEVES	Consequências de falha MODERADAS	Consequências de falha GRAVES	-----
Grande (A)	$\beta = 3,1$	$\beta = 3,3$	$\beta = 3,7$	$\beta = 1,3$
Normal (B)	$\beta = 3,7$	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$	$\beta = 1,7$
Pequeno (C)	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$	$\beta = 4,7$	$\beta = 2,3$

A classe de consequências de falha leve é aquela que possui consequências pequenas, com risco econômico e de morte pequenos, por exemplo: estruturas agrícolas. Na classe de consequências de falha moderadas, o usuário possui risco de morte moderado e econômico considerável, como exemplo cita-se: escritórios, residências e

apartamentos. Já na classe de consequências graves se enquadram as situações em que o risco de morte e o risco econômico são consideráveis, como por exemplo, em: pontes, hospitais ou edifícios altos.

Na Tabela 3.2 nota-se que, à medida que as consequências de falha vão se agravando, o índice de confiabilidade vai aumentando, exigindo, dessa forma, que a probabilidade de falha seja menor. Uma falha do elemento com consequências graves representaria um alto custo para a reparação dos danos. Assim, na busca por uma relação custo-benefício ótima, a norma exige uma maior confiabilidade para os elementos que possuem um custo de implantação de segurança menor.

O JCSS comenta que, para estruturas já construídas, o índice de confiabilidade alvo pode ser menor, pois para a estrutura existente os níveis de incertezas são menores que para aquelas estruturas que ainda serão construídas.

4. ESTUDO DA CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS EM INCÊNDIO

A análise da confiabilidade de estruturas em incêndio surge como alternativa aos métodos determinísticos tradicionais. Shi *et al.* (2013) explicam que a abordagem tradicional está em desacordo com as evidências empíricas, sugerindo que há um grande número de incertezas na natureza do problema.

Uma análise estrutural utilizando ferramentas probabilísticas permite uma melhor compreensão da estrutura em sinistro, uma vez que as incertezas oriundas das propriedades térmicas e mecânicas, bem como, as variações nas condições de aquecimento e nas magnitudes das cargas aplicadas podem ser consideradas. Além do mais, uma análise de confiabilidade proporciona uma medida quantitativa do risco associado com o projeto (WATTS & HALL, 2008).

Apesar das vantagens descritas acima, ainda são poucos os estudos relacionados à análise da confiabilidade de estruturas submetidas a altas temperaturas, uma vez que essa linha de pesquisa é relativamente recente. Contudo, seu estudo vem se desenvolvendo à medida que surgem novos pesquisadores interessados no tema.

A seguir apresenta-se uma revisão de literatura sobre o estudo da confiabilidade de estruturas em situação de incêndio.

4.1. REVISÃO DE LITERATURA

Um grande número de incêndios ocorreu durante a revolução industrial no início do século XVIII. A combinação de materiais altamente inflamáveis, que ocupava as indústrias, com o calor produzido pelos maquinários levou a uma série de incêndios naquela época. Em resposta, o engenheiro Charles Bage criou, em 1796, o primeiro “edifício incombustível” (SILVA, 2012). Esse edifício foi construído com tijolos não combustíveis como piso e com ferro fundido no lugar das vigas e dos pilares de madeira.

Porém, sabe-se que não há estruturas à prova de incêndio, pois todos os materiais sofrem perdas de resistência e de rigidez com o aumento da temperatura. Um dos primeiros pesquisadores a observar isso foi Freitag (1899) que realizou ensaios demonstrando a perda de resistência mecânica do concreto com o aumento da temperatura.

Conscientes da responsabilidade de projetar obras seguras para todas as situações, incluindo a de incêndio, os engenheiros, historicamente, dimensionam estruturas de forma conservadora, por

meio da aplicação de coeficientes de segurança que, usualmente, são definidos por códigos normativos e refletem o conhecimento e a experiência de muitos engenheiros ao longo da história. Esses coeficientes permitem a elaboração de um projeto seguro, porém não se pode quantificar o grau de sua segurança. Assim, um meio alternativo para a concepção e a análise de projetos estruturais, que permite a quantificação dos riscos em termos de probabilidades de falha, se encontra na teoria da confiabilidade.

A ideia da análise de confiabilidade estrutural foi inicialmente introduzida por Freudenthal (1947). Porém, a partir de 1952, houve muitas outras contribuições para o desenvolvimento da área através dos trabalhos de: Rosenblatt (1952) e Nataf (1962); Cornell (1969) (que aborda a solução do problema fundamental de confiabilidade e a definição do índice de confiabilidade); a criação do algoritmo HLRF desenvolvido por Hasofer & Lind (1974) e por Rackwitz & Fiessler (1978); e a criação da função de mérito proposta por Zhang & Der Kiureghian (1997); entre outros.

Por sua vez, o estudo da confiabilidade estrutural em situação de incêndio é um assunto relativamente recente. O primeiro trabalho a propor uma avaliação quantitativa da segurança estrutural em incêndio foi elaborado por Baldwin (1974). Em seu trabalho, o autor discute a relevância da aplicação da análise da confiabilidade para a situação excepcional de incêndio. Até então, este método aplicava-se apenas a ramos específicos da engenharia, tais como na concepção de aeronaves e em projetos de barragens (BALDWIN, 1974).

Magnusson e Pettersson (1981), bem como Koo (1982), foram outros pioneiros no tema ao abordarem os problemas de uma estrutura em situação de sinistro considerando o fato do problema não ser determinístico. Esses autores forneceram uma visão básica sobre assunto e demonstraram que era digno de novos estudos, porém, as limitações tecnológicas da época não permitiram o progresso das pesquisas (GUO *et al.*, 2012).

Após anos sem publicações sobre o assunto, o advento da concepção de projetos estruturais baseados em desempenho trouxe de volta o tema da análise de confiabilidade em incêndio para discussão.

Shetty *et al.* (1998) apresentaram uma abordagem probabilística para avaliação da segurança e do projeto ótimo contra incêndio, baseada em desempenho, em estruturas de plataformas marítimas protegidas termicamente. Neste trabalho, a probabilidade de falha do componente e do sistema é avaliada por meio dos métodos de confiabilidade FORM e SORM. A otimização da proteção passiva contra o fogo é realizada, de

tal modo que, o custo total esperado do sistema seja minimizado, respeitando restrições de confiabilidade.

Considerando as combinações de ações apropriadas e a análise estrutural baseada em desempenho, Ellingwood (2005) desenvolveu um trabalho que fornece uma base probabilística para combinações de cargas que facilitam a concepção estrutural em situação de incêndio. Em seu trabalho, o autor recomenda combinações de carga específicas para a estrutura submetida ao fogo. Ellingwood (2005) concluiu que a probabilidade de ocorrer, por ano, um incêndio em coincidência com os possíveis carregamentos máximos dos eventos: ações permanente e variável, ações devido às cargas no telhado, neve, tempestade de vento significativa ou terremoto é insignificante. Assim, a utilização dessas cargas em combinação com ações estruturais devido ao fogo são desnecessárias e seu uso seria desperdício de recursos. Logo, uma estrutura é susceptível de ser carregada com apenas uma fração da carga de projeto, quando um incêndio ocorre (IQBAL & HARICHANDRAN, 2010).

Dois anos depois, Toratti *et al.* (2007) desenvolveram um estudo de caso para quantificar a segurança de uma viga de madeira laminada colada. Para isso, utilizaram-se os métodos de transformação FORM e SORM, bem como o método de Monte Carlo simples com amostragem adaptativa. Nesse trabalho, observa-se que a probabilidade de falha decorrente de uma concepção determinística é baixa quando comparada com os valores-alvo fornecidos pelo JCSS (2001). Logo, as dimensões do elemento estrutural podem ser reduzidas. No entanto, os autores concluem que para um incêndio com um Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) superior a 60 minutos, é necessário o aumento da seção transversal do elemento de madeira.

Hosser *et al.* (2008) realizaram uma análise da confiabilidade estrutural de um pilar de concreto armado. Para tal propósito, modelou-se o incêndio por meio da curva natural considerando as incertezas da carga de incêndio. Como resposta, os autores obtiveram uma família de curvas naturais e o comportamento da variação no índice de confiabilidade em função da duração do incêndio.

Neste mesmo ano, Weilert *et al.* (2008) desenvolveu um estudo para a quantificação da segurança estrutural de uma viga de aço, com proteção térmica, localizada em um escritório. Além de determinar os índices de confiabilidade do elemento estrutural (em função do tempo de incêndio) por Monte Carlo simples, os autores também calcularam os índices de sensibilidade das variáveis aleatórias do problema no ponto crítico.

Em Wang *et al.* (2010) foi feita uma análise da confiabilidade de uma viga de aço termicamente protegida sob altas temperaturas, considerando que a deterioração das propriedades mecânicas do aço faz com que a resistência do elemento seja altamente reduzida. O cálculo do índice de confiabilidade foi realizado considerando o incêndio modelado pela curva ISO 834 e utilizando o método de transformação FOSM. Os resultados, deste trabalho, mostraram o quanto índice de confiabilidade de uma viga de aço diminui com o aumento do tempo de ação do fogo.

Baseados no trabalho de Ellingwood (2005), Iqbal & Harichandran (2010) e Iqbal & Harichandran (2011) utilizaram uma análise de confiabilidade estrutural para a calibração de coeficientes de carga em situação de incêndio. Para este propósito, os autores utilizaram o programa computacional FERUM (*Finite Element Reliability Using Matlab*), (HAUKAAS & KIUREGHIAN, 1999), na análise de vigas e pilares de aço, submetidos ao fogo, localizados em escritórios nos EUA. O trabalho considerou ainda a possível utilização de meios mitigadores de combate ao fogo para a redução da probabilidade de falha.

Iqbal & Harichandran (2010) e Iqbal & Harichandran (2011) verificaram que as incertezas associadas aos parâmetros de projeto de incêndio são significativamente mais elevadas do que a dos parâmetros de concepção à temperatura ambiente. Outro detalhe observado é que os coeficientes devem variar dependendo da presença ou não de sistemas ativos de proteção de incêndio em um edifício.

He & Grubits (2010) elaboraram um trabalho aplicando o método probabilístico baseado em risco, com o intuito de determinar a resistência ao fogo necessária quando sprinklers estão instalados na construção. Nesse trabalho, os autores concluíram que a confiabilidade dos elementos de construção resistentes ao fogo não é uma propriedade intrínseca dos elementos, mas sim uma função das propriedades dos elementos de construção e do ambiente em que operam.

Eamon & Jensen (2012) e Eamon & Jensen (2013) realizaram, respectivamente, uma análise da confiabilidade de vigas de concreto pretendido e concreto armado submetidas a um incêndio modelado pela curva padrão, conforme a ASTM E119. Para isso, os autores identificaram as combinações de carga relevantes, especificando as variáveis aleatórias de solicitação e resistência das vigas. Um modelo semi-empírico foi usado para estimar a capacidade do momento máximo da viga em função do tempo de exposição ao fogo. Aplicou-se a simulação de Monte Carlo e observou-se, em ambos os trabalhos, que a confiabilidade diminuiu de forma não linear em função do tempo,

enquanto que a cobertura do concreto contribui significativamente para a confiabilidade dos elementos.

Em Van Coile *et al.* (2014), abordou-se também a importância da cobertura do concreto para a segurança estrutural. Neste caso, foi considerada uma laje de concreto simplesmente apoiada e exposta à curva de incêndio padrão ISO 834.

Guo *et al.* (2012) e Shi *et al.* (2013) foram pioneiros no uso de programas computacionais em elementos finitos para a análise da confiabilidade de estruturas em incêndio. Os autores avaliaram a resistência ao fogo de uma viga de aço, com proteção térmica, dadas as incertezas na carga de incêndio e nos parâmetros de resistência estrutural. Para tal propósito, o método de Monte Carlo com amostragem por hipercubo latino foi utilizado, e modelos em elementos finitos descreveram o comportamento estrutural das vigas.

Outro trabalho que realiza uma análise de confiabilidade estrutural utilizando elementos finitos é apresentado por Guo & Jeffers (2014). O artigo verifica se os métodos FORM e SORM aplicados a um pilar de aço, protegido termicamente e submetido ao incêndio natural, possuem algum problema de convergência ou pouca precisão se comparado com o método de Monte Carlo com amostragem por hipercubo latino. Na comparação dos métodos, Guo & Jeffers (2014) explicam que os métodos FORM e SORM resultaram em valores conservadores. Mesmo assim, o autor recomenda a utilização do método FORM para a rápida estimativa da confiabilidade das estruturas ameaçadas pelo fogo.

Em estruturas de aço é comum a utilização de materiais intumescentes como proteção passiva contra incêndios. Todavia, há variação nas propriedades do revestimento intumescente com seu envelhecimento. Considerando tal variação, ZHANG *et al.* (2014) realizaram uma análise da confiabilidade de pilares de aço protegidos por revestimento intumescente e sujeitos ao modelo de incêndio natural. Simulações de Monte Carlo simples foram realizadas para avaliar o efeito do envelhecimento de tintas intumescentes sobre a confiabilidade dos pilares. Como conclusão, o estudo constatou que o envelhecimento tende a diminuir o índice de confiabilidade dos pilares de aço revestidos pelo material.

Assim, com base na revisão de literatura realizada, observa-se que a confiabilidade de estruturas submetidas ao fogo se divide, atualmente, em quatro linhas de pesquisa:

- (i) pesquisas relacionadas à calibração dos coeficientes de carga e da resistência do material para inclusão nas especificações estruturais normativas. Como foi feito no trabalho de Ellingwood (2005); Iqbal & Harichandran (2010); Iqbal & Harichandran (2011).
- (ii) estudos voltados para a avaliação dos níveis de incerteza observados em testes experimentais, Hietaniemi (2007) e Van Coile *et al.* (2011).
- (iii) tomada de decisão baseada no desempenho, como nos trabalhos de Fellingner & Both (2000) e de Lange (2008).
- (iv) aplicação da teoria da confiabilidade para o cálculo da P_f em situação de incêndio, Cheung *et al.* (2012), Guo *et al.* (2012), Shi *et al.* (2013) e Guo & Jeffers (2014). O presente trabalho se enquadra nesta linha.

Conforme foi mencionado anteriormente, pesquisas relacionadas à análise de confiabilidade de estruturas submetidas à altas temperaturas praticamente não existem no Brasil. Até o presente momento, o trabalho de Cheung *et al.* (2012) é o único publicado no país. Em seu trabalho, os autores determinam a probabilidade de falha de uma viga de madeira e comparam os resultados com os valores sugeridos pelo JCSS (2001).

No próximo capítulo, realiza-se a análise da confiabilidade da viga de madeira apresentada no trabalho de Cheung *et al.* (2012) considerando a variação do tempo de incêndio e das dimensões do elemento.

5. ESTUDO DA CONFIABILIDADE DE UMA VIGA DE MADEIRA EM INCÊNDIO

5.1. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

O exemplo mostrado nesse capítulo ilustra algumas informações que podem ser obtidas por meio de análises de confiabilidade estrutural em incêndio.

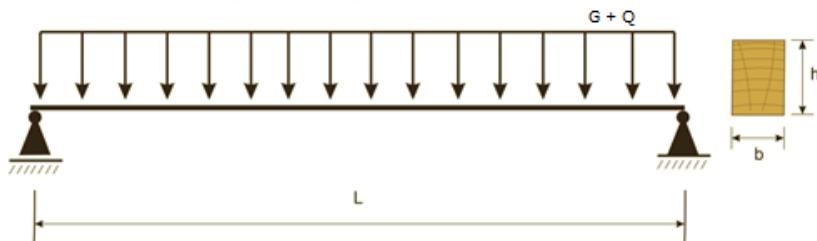
Aqui, realiza-se a análise de confiabilidade de uma viga de madeira à temperatura ambiente e em situação de incêndio, com base no trabalho de Cheung *et al.* (2012). Entretanto, ao contrário do que se expõe no artigo base, onde se analisa o problema para um tempo (t) de 60 min e para dimensões fixas de comprimento (L), altura (h) e base (b), aqui se realiza a solução do problema para os valores de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) tabelados pela NBR 14432 (2000), bem como a avaliação da variação da probabilidade de falha com a variação de t , L , h e b . Para tal, utilizam-se os métodos de análise FORM, SORM e Monte Carlo simples.

O intuito, portanto, é analisar a influência das variáveis aleatórias na probabilidade de falha de uma viga de madeira à temperatura ambiente e em situação de incêndio, considerando, a princípio, todas as suas quatro faces expostas ao fogo.

O elemento estrutural além de estar submetido ao sinistro, também, está sujeito a carregamentos permanentes e acidentais com diferentes propriedades estatísticas conforme a Tabela 5.1.

A madeira analisada é da espécie *Eucalyptus Citriodora* para a qual se conhece, experimentalmente, a taxa de carbonização (α), a resistência à compressão paralela às fibras (f_{co}) e o módulo de elasticidade (E_{co}). A geometria do elemento estrutural é apresentada na Figura 5.1:

Figura 5.1: Viga de madeira em incêndio



Fonte: adaptado de Cheung *et al.* (2012)

A espessura carbonizada será representada como variável aleatória devido à variabilidade dos resultados dos ensaios experimentais obtidos por Pinto (2005). Desta forma, a espessura carbonizada será calculada com a seguinte expressão:

$$e = \alpha \cdot t \quad (5.1)$$

A viga é verificada para duas equações de estado limite último (ELU) e para uma equação de estado limite de serviço (ELS). Os autores formularam as equações para as tensões normais e as deformações permissíveis, desprezando aquelas oriundas do cisalhamento no âmbito dos procedimentos de projeto comumente adotados. Para que as incertezas nos modelos analíticos de determinação de tensões e efeitos de cargas fossem abordadas, foram introduzidos os parâmetros θ_E e θ_R . Assim, para o estudo da confiabilidade estrutural serão utilizadas as Equações 5.2, 5.3 e 5.4 de estado limite.

ELU - Temperatura ambiente (G_1):

$$G_1 = \theta_R \cdot f_{co} - \theta_E \cdot \frac{(G+Q) \cdot L^2}{8} \cdot \frac{1}{b \cdot h^2/6}; \quad (5.2)$$

ELU - Situação de incêndio (G_2):

$$G_2(T) = \theta_R \cdot f_{co} - \theta_E \cdot \frac{(G+Q) \cdot L^2}{8} \cdot \frac{1}{(b-2 \cdot \alpha \cdot t) \cdot (h-2 \cdot \alpha \cdot t)^2/6}; \quad (5.3)$$

ELS - Deformação excessiva à temperatura ambiente (G_3):

$$G_3 = \frac{L}{200} - 5 \cdot \frac{(G+Q) \cdot L^4}{384} \cdot \frac{1}{E_{co} \cdot b \cdot h^3/12}; \quad (5.4)$$

onde: G - carregamento permanente; Q - carregamento variável; f_{co} - resistência à compressão paralela às fibras; θ_E - parâmetro de incerteza do efeito da ação; θ_R - parâmetro de incerteza da resistência; e α - taxa de carbonização.

Os modelos probabilísticos são representados pelos seus valores característicos para a determinação dos valores das ações de projeto. A Tabela 5.1 apresenta os valores dos parâmetros utilizados para as variáveis básicas do problema.

No presente trabalho, a análise de confiabilidade da viga foi realizada através do “Rt” (*Risk Tools*) disponibilizado pelo

Departamento de Engenharia Civil da Universidade de British Columbia, Vancouver-Canadá (MAHSULI e HAUKAAS, 2013).

Tabela 5.1: Parâmetros básicos das variáveis do problema. (adaptado de Cheung *et al.*, 2012)

Nº	Categoria das VAs	VAs básicas	Símb	Unid.	Distribuição	Média	Desvio
1		Permanente	G	KN/cm	Normal	0,10	0,02
2	Ações	Variável	Q	KN/cm	Gumbel	0,25	0,0625
3		Taxa de Carbonização	α	cm/min	Lognormal	0,06	0,01
4	Propriedades	Módulo de Elasticidade	E_{co}	KN/cm^2	Lognormal	2067	254
5		Resistência Paralela às fibras	f_{co}	KN/cm^2	Lognormal	6,2	0,64
6	Modelos de incertezas	Efeito das ações	θ_E	-	Normal	1,0	0,1
7		Efeito da resistência	θ_R	-	Normal	1,1	0,1

Os resultados da análise de confiabilidade calculados pelos métodos de confiabilidade, descritos no capítulo 3, estão apresentados na Tabela 5.2 para as três equações de estados limites examinadas (G_1 , G_2 e G_3).

Tabela 5.2. Resultados da análise de confiabilidade. ($L = 600\text{ cm}$, $b = 30\text{ cm}$, $h = 40\text{ cm}$ e TRRF 60 min)

Eq.	β (FORM)	P_f (FORM)	β (SORM)	P_f (SORM)	β (Monte Carlo)	P_f (Monte Carlo)
G_1	4,538	$2,834 \times 10^{-6}$	4,521	$3,081 \times 10^{-6}$	4,542	$2,787 \times 10^{-6}$
G_2	2,080	$1,879 \times 10^{-2}$	2,027	$2,134 \times 10^{-2}$	2,015	$2,194 \times 10^{-2}$
G_3	2,289	$1,103 \times 10^{-2}$	2,286	$1,114 \times 10^{-2}$	2,281	$1,230 \times 10^{-2}$

Foram encontrados índices de confiabilidade semelhantes para os diferentes métodos. Os resultados para os modos de falha definidos

pelas equações de ELU G_1 e G_2 indicam, como esperado, uma diminuição da confiabilidade da viga em situação de incêndio. À temperatura ambiente, a probabilidade de falha (P_f) concentrava-se em torno de 10^{-6} e em situação de incêndio (para um tempo de 60 min) aumentou para 10^{-2} . Entretanto, deve-se ressaltar que em condições de incêndio, a probabilidade de falha pode ser tolerada para valores mais altos que em condições normais, principalmente devido à baixa probabilidade de ocorrência de incêndios.

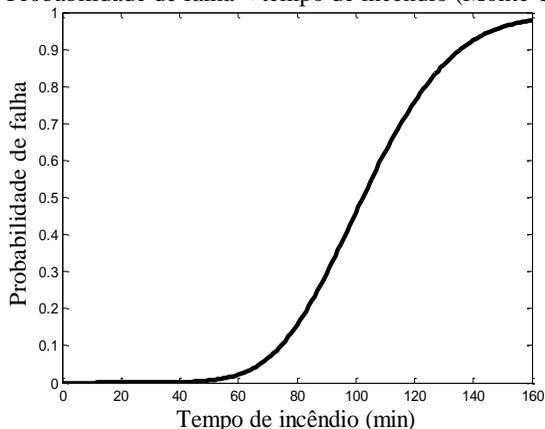
A Tabela 5.3 apresenta os valores de β e P_f para os métodos FORM, SORM e Monte Carlo, apenas para o estado limite último em situação de incêndio, equação de estado limite G_2 , todavia considerando a variação do TRRF.

Tabela 5.3: Análise de confiabilidade para G_2 variando o TRRF ($L = 600$ cm, $b = 30$ cm, $h = 40$ cm)

TRRF (min)	β (FORM)	P_f (FORM)	β (SORM)	P_f (SORM)	β (Monte Carlo)	P_f (Monte Carlo)
30	3,442	$2,88 \times 10^{-4}$	3,420	$3,13 \times 10^{-4}$	3,301	$4,81 \times 10^{-4}$
60	2,080	$1,88 \times 10^{-2}$	2,027	$2,13 \times 10^{-2}$	2,015	$2,19 \times 10^{-2}$
90	0,628	$2,63 \times 10^{-1}$	0,662	$2,54 \times 10^{-1}$	0,504	$3,07 \times 10^{-1}$
120	-0,641	$7,39 \times 10^{-1}$	-0,591	$7,28 \times 10^{-1}$	-0,794	$7,86 \times 10^{-1}$

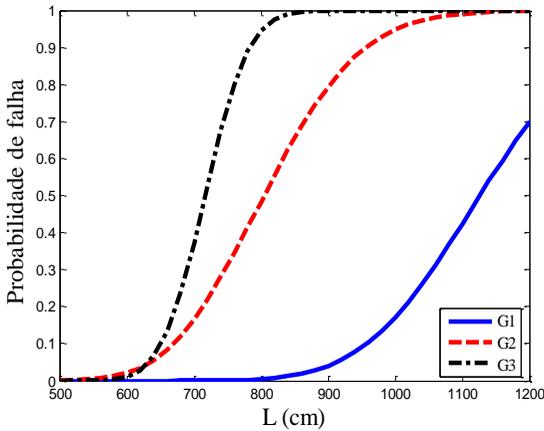
Pode-se verificar através da Figura 5.2 a maneira como a probabilidade de falha varia em relação ao tempo de incêndio. Nota-se que para 60 min, a probabilidade de falha do elemento exposto ao sinistro apresenta-se relativamente baixa, próximo de 2,00%. Para o tempo de 90 min, a P_f assume um valor próximo a 30%, sendo relativamente alto para os padrões mínimos de segurança. Aos 120 min, a probabilidade de falha passa dos 75%.

Figura 5.2: Probabilidade de falha \times tempo de incêndio (Monte Carlo simples)



Os três métodos utilizados aqui apresentaram valores razoavelmente próximos entre si, mostrando uma convergência nos resultados. Independentemente do método utilizado o custo computacional nas análises apresentou-se relativamente baixo. Portanto, nas análises subsequentes, utiliza-se apenas o método de Monte Carlo simples para obtenção da probabilidade de falha da viga de madeira submetida à flexão, em condições normais e de incêndio.

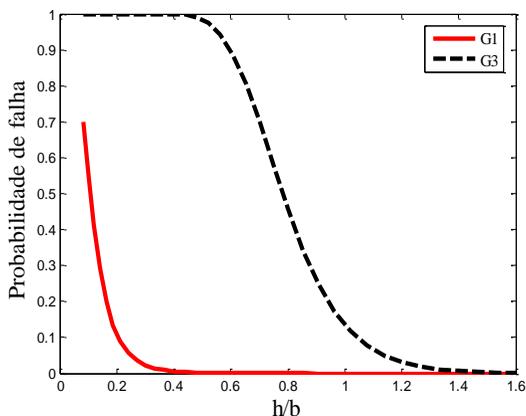
Variando o comprimento (L) da viga, observa-se uma tendência de crescimento da probabilidade de falha para todos os modos de falha, conforme ilustra a Figura 5.3. No entanto, nota-se que a P_f considerando o modo de falha regido por G_1 é menos sensível ao aumento do comprimento da viga. Para um tempo de incêndio de 60 min, a probabilidade de falha (governada por G_2) cresce consideravelmente em relação à situação normal (descrita por G_1). No entanto, o aumento de L influencia mais fortemente a equação de estado limite por deformação excessiva (descrita por G_3). Isso se deve ao fato de L estar sendo elevado a quarta potência em G_3 e estar contribuindo negativamente para a confiabilidade em relação ao estado limite de serviço da estrutura.

Figura 5.3: Probabilidade de falha $\times L$ 

Mantendo o comprimento ($L = 600 \text{ cm}$) e área da seção transversal ($A = 1200 \text{ cm}^2$) constantes e variando a relação h/b , para a viga à temperatura ambiente, obtêm-se por Monte Carlo simples, curvas de probabilidade de falha $\times h/b$, conforme ilustra a Figura 5.4.

Analisando a Figura 5.4, nota-se que, se a falha fosse caracterizada apenas pela Equação 5.2 (modo de falha devido às tensões normais – G_I), a relação h/b poderia ser de apenas 0,5. Em outras palavras, a altura da seção transversal poderia ser até a metade da largura da mesma seção, que mesmo assim, a probabilidade da viga falhar seria razoavelmente pequena (0,07%). Porém, a probabilidade de falha, considerando G_I , cresce rapidamente para valores de h/b menores 0,40, pois observando a Equação 5.2, nota-se que a largura contribui menos que a altura da seção (que está elevada ao quadrado) para a confiabilidade da viga.

Geralmente, nos projetos estruturais em condições normais de utilização, a equação de estado limite de serviço por deformação excessiva também é considerada. Neste caso, para que a probabilidade de falha da viga em questão continue relativamente baixa, a razão h/b deve ser superior a 1,33, ou seja, a altura da seção seria $h = 40 \text{ cm}$ e a largura $b = 30 \text{ cm}$. Para essa razão, a probabilidade de falha da viga é aproximadamente igual a 1,08 %.

Figura 5.4: Probabilidade de falha $\times h/b$ 

Em um caso excepcional de incêndio, a relação h/b será função do tempo e do número de faces expostas ao fogo, conforme se ilustra na Figura 5.5.

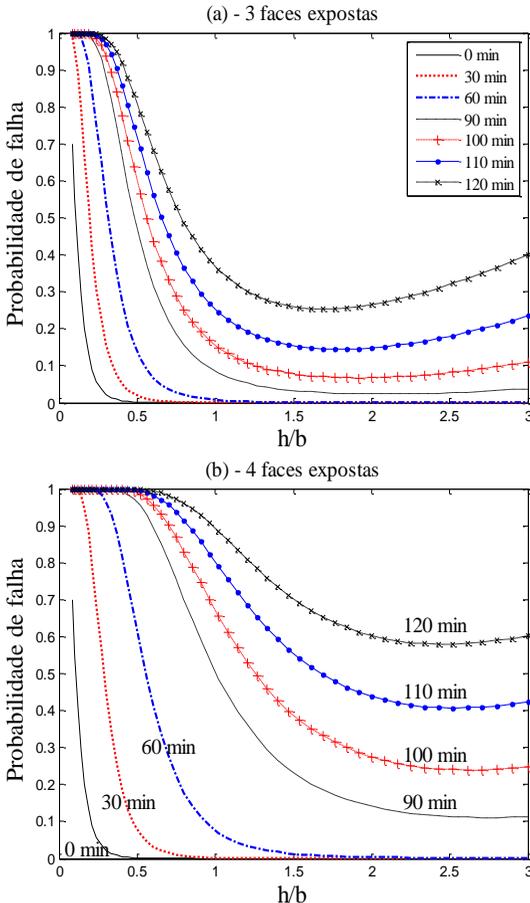
No caso em que apenas três faces estão expostas ao fogo, Figura 5.5(a), a viga será carbonizada nos dois sentidos da direção da largura (b) e em apenas um sentido da altura (h). Assim, se comparado com o caso de exposição total ao sinistro (Figura 5.5(b)), a altura h passa a contribuir ainda mais para a probabilidade de sobrevivência do elemento com 3 faces expostas. Deste modo, a relação h/b , da Figura 5.5(a), precisa de valores menores do que a relação da Figura 5.5(b) para minimizar a probabilidade de falha da viga. Isso faz com que as curvas que consideram 3 faces expostas fiquem mais concentradas, enquanto que as curvas que consideram 4 faces apresentam uma configuração mais dispersa.

Outro detalhe observado para a viga com 3 faces expostas, é que a razão $h/b = 1,5$ leva a probabilidades de falha menores que 10% para até 100 minutos de incêndio, ao passo em que, considerando as 4 faces, é necessária uma relação $h/b = 2,5$ para levar a uma probabilidade de 24,16% em um incêndio com o mesmo tempo de duração.

Na Figura 5.5, algumas curvas apresentam um ponto de mínimo local a partir do qual um aumento da relação h/b faz com que a probabilidade de falha aumente. Esse aumento está relacionado com fato de que ao aumentar-se a relação h/b , a largura da viga diminui, logo um aumento exagerado da altura da seção pode fazer com que a viga possua uma largura razoavelmente delgada. Com a carbonização do

elemento de madeira, a largura tende a diminuir ainda mais, consequentemente, há um aumento da probabilidade de ruína do elemento para tempos de incêndios superiores a 90 minutos, devido à forma como a largura (b) se relaciona com a altura (h) e como ela se apresenta na equação de estado limite (G_2).

Figura 5.5: Gráfico $P_f \times h/b$ considerando expostas ao incêndio: (a) 3 faces, (b) 4 faces.

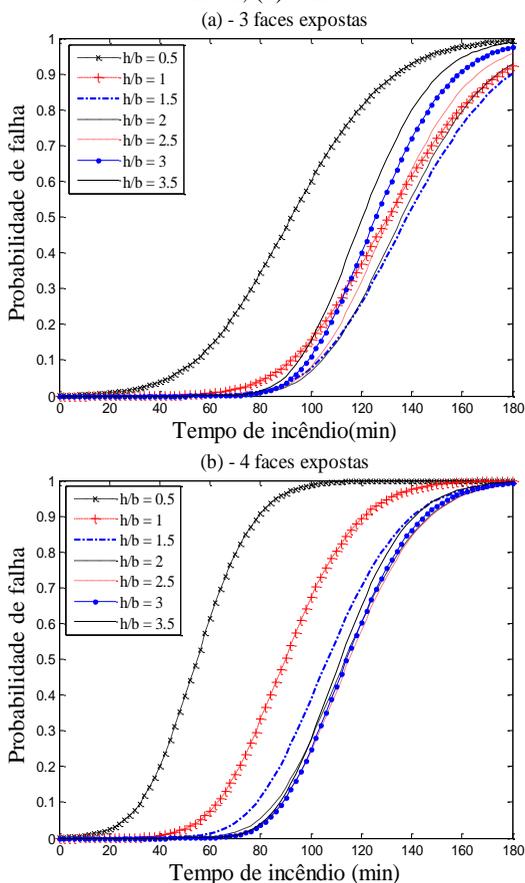


Portanto, a Figura 5.5 permitiria ao projetista escolher a melhor relação h/b que minimizaria a probabilidade de falha da viga de madeira para diferentes tempos de incêndio. Por exemplo, se a viga de madeira

fosse dimensionada para suportar 120 minutos de incêndio, considerando 3 de suas faces expostas ao sinistro, a melhor relação seria $h/b = 1,6$, pois para essa razão a probabilidade da viga falhar em 120 minutos é a menor dentre as calculadas.

A probabilidade de falha em incêndio em função da relação h/b também pode ser ilustrada segundo a Figura 5.6. Nessa figura, observa-se que, para determinadas relações h/b , a viga pode resistir até 80 minutos de incêndio e ao mesmo tempo possuir uma baixa probabilidade de ruína. Isso ocorre para relações h/b maiores que 1,5, considerando 3 faces expostas, e h/b maior que 2,0, para 4 faces expostas ao fogo.

Figura 5.6: Gráfico $P_f \times$ tempo (min), considerando expostas ao incêndio: (a) 3 faces, (b) 4 faces

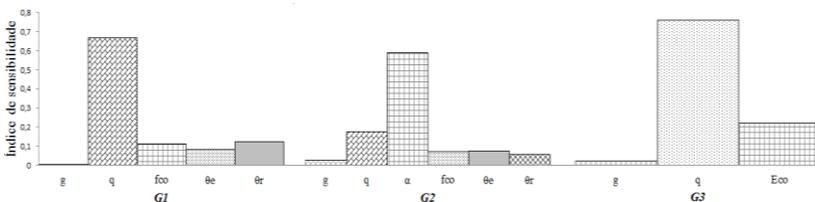


Toratti *et al.* (2007) explica que quando a probabilidade de falha em situação de incêndio é relativamente elevada, é necessário aumentar as dimensões da seção transversal do elemento de madeira para diminuir essa probabilidade. Porém, os resultados analisados, para o modelo simplificado, indicam que uma variação da relação h/b pode ser suficiente para o aumento da confiabilidade do elemento estrutural.

A Figura 5.7 apresenta os índices de sensibilidade das variáveis aleatórias no ponto de projeto para cada uma das equações de estado limite avaliadas considerando $L = 600 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$ e um tempo de incêndio de 60 min.

Observa-se na Figura 5.7 que em condições normais de temperatura (Equações G_1 e G_3) a variável aleatória que mais contribui na composição da probabilidade de falha é a carga variável (Q). Isso se deve ao alto desvio padrão que a variável possui (conforme Tabela 5.1) e à maneira com que as incertezas associadas a essa variável se propagam através da equação de estado limite. Nota-se que para a situação de incêndio, Equação G_2 , a taxa de carbonização (α) é a VA que mais contribui para a falha do elemento, com 59,10% de contribuição. Essa alta contribuição está relacionada com seu alto coeficiente de variação ($cv = 0,166$) e com a forma como a VA se apresenta na equação de estado limite G_2 . Nota-se também que em todas as equações a carga permanente (G) é a variável aleatória que menos contribui para a composição da probabilidade de falha.

Figura 5.7: Índice de sensibilidade no ponto de projeto para o estado limite G_1 , G_2 e G_3



Geralmente a utilização de equações de estado limite analíticas leva a um baixo custo computacional quando comparado com uma análise numérica. Porém, na maioria dos casos somente soluções numéricas são possíveis. No próximo capítulo são realizadas análises de confiabilidade de elementos de aço submetidos o fogo considerando modelos estruturais e termomecânicos em elementos finitos, procurando evitar algumas das simplificações inerentes a modelos analíticos tais quais o modelo utilizado no exemplo aqui apresentado.

6. CONFIABILIDADE DE ELEMENTOS DE AÇO EM INCÊNDIO

6.1. INTRODUÇÃO

Com base nos estudos realizados, os módulos para a análise da confiabilidade estrutural propostos na metodologia foram implementados e acoplados.

O módulo de confiabilidade é composto por um conjunto de subrotinas programadas em Matlab que permitem tanto a solução de problemas com equações de estado limite analíticas, quanto o cálculo da confiabilidade estrutural a partir de um módulo mecânico à parte.

A independência entre os módulos permite que o módulo mecânico seja constituído por um programa computacional qualquer de análise estrutural. No presente trabalho optou-se pelo uso do programa comercial em elementos finitos ANSYS (ANSYS, 2011).

O módulo mecânico requer, neste caso, uma rotina programada em linguagem APDL (*ANSYS Parametric Design Language* (ANSYS, 2011)), responsável pela modelagem e solução do problema no ANSYS e utilizada para transmitir informação entre os módulos de confiabilidade e mecânico.

A partir da aplicação destes módulos, o comportamento estrutural e a probabilidade de falha de elementos estruturais de aço submetidos ao fogo são apresentados e discutidos.

Salienta-se que análises estruturais considerando a estrutura como um todo oferecem respostas mais próximas da realidade do comportamento estrutural. No entanto, a escolha nesse trabalho por avaliar elementos individuais está relacionada principalmente ao alto custo computacional associado à determinação de critérios de falha da estrutura a nível de estrutura, o que pode envolver diversas sequências de falha, vários tipos de associação entre elementos estruturais, entre outras dificuldades. Além disso, a análise de estado limite na engenharia civil é comumente realizada a nível de elementos estruturais (BECK, 2014).

6.2. VALIDAÇÃO DOS MÓDULOS DE ANÁLISE DA CONFIABILIDADE

A validação dos módulos para a análise da confiabilidade estrutural desenvolvida em MATLAB foi realizada por meio da resolução de problemas com equações de estado limite analíticas

(resolvidas por FORM, Monte Carlo simples (MCS) e Monte Carlo com amostragem por importância no ponto de projeto (MCI)), e comparação com resultados apresentados na literatura ou obtidos por meio da aplicação de outros softwares de confiabilidade estrutural já validados.

Um dos problemas resolvidos para a validação do módulo probabilístico foi o exemplo apresentado no capítulo 5. Observou-se que os resultados obtidos naquele problema estão de acordo com os resultados encontrados com a utilização do programa *Rt* (*RiskTools*, Mahsuli e Haukaas, 2013), tanto para o método *FORM*, quanto para *MCS* e *MCI*.

Por outro lado, a validação das rotinas para problemas (considerando o incêndio) cuja solução mecânica pode ser obtida através de um modelo de elementos finitos não foi realizada. A impossibilidade da validação do programa para esses problemas está na carência de exemplos adequados e no alto custo computacional para a realização de possíveis exemplos. Entretanto, a validação realizada anteriormente e a coerência entre resultados obtidos via *FORM*, *MCS* e *MCI* indicam que os resultados apresentados a seguir representam bem os problemas em questão.

6.3. PROBLEMAS ANALISADOS

▪ INFORMAÇÕES NUMÉRICAS

Os coeficientes de sensibilidade das VAs foram determinados pelo método *FORM*. Porém, a análise da confiabilidade estrutural dos elementos foi efetuada aplicando os métodos *MCS*. Também verificou-se a possibilidade de utilização do *MCI*, todavia apareceram dificuldades que são elencadas no decorrer deste capítulo. Utilizou-se processamento convencional em um computador com processador dual core *Intel® Core™ i3 CPU 2365 @ 1.40 GHz*.

Os gráficos de convergência dos métodos de confiabilidade são essenciais para estimar a precisão dos resultados obtidos. Portanto, para cada exemplo, a convergência em termos da média foi plotada em função do número de simulações. Assim, adotou-se um número de simulações suficiente para se obter a convergência na média com um intervalo de confiança (*i.c.*) aceitável.

▪ DADOS ESTATÍSTICOS E GEOMÉTRICOS

Em todos os problemas, consideram-se os elementos como parte da estrutura de um escritório no terceiro andar de um edifício de 4 pavimentos. Além disso, o compartimento é considerado com dimensões de piso de 4,00 x 6,00 m e uma altura de 2,80 m.

Supõe-se ainda que as paredes e o teto sejam revestidos com placas de gesso, cuja inércia térmica média (b) vale $423,5 \frac{Ws^{1/2}}{m^2} K$ (Iqbal & Harichandran, 2010).

A modelagem do incêndio foi realizada com base na curva de incêndio natural (Eurocode 1, 2002), frequentemente utilizada para análise de estruturas em situação de incêndio. Em particular, considerou-se para a modelagem do incêndio natural, o fator de abertura (O) sendo constante e igual a $0,04 m^{-1/2}$ (Guo & Jeffers, 2014). A densidade de carga (q_{fi}) e a inércia térmica (b) foram consideradas como VAs. A densidade média de carga combustível por área útil ($q_{fi_med_util}$) é tomada como $901,02 MJ/m^2$ de acordo com Assis (2001), resultando (para $O = 0,04 m^{-1/2}$) em uma densidade média de carga combustível por área de superfície total do compartimento ($q_{fi_med_tot}$) de $213,02 MJ/m^2$.

Na análise da transferência de calor, superfícies expostas ao incêndio foram consideradas aquecidas de forma uniforme em todos os lados. Considerou-se a emissividade (e) constante e igual a 0,08 e taxa de transferência de calor igual a $35 (W/m^2)K$ com base na definição de exposição ao fogo natural do Eurocode 1 (2002). Por outro lado, assumiu-se que o calor específico e a condutividade térmica do aço são variáveis com a temperatura, conforme descrito no apêndice A desta dissertação.

No modelo estrutural, assumiu-se coeficiente de Poisson (ν) e densidade do aço (d) constantes e iguais a 0,3 e $7850 kg/m^3$, respectivamente (NBR, 8800). Tanto a curva tensão-deformação quanto a dilatação térmica do aço foram consideradas variáveis com a temperatura (conforme descrito no apêndice A). Admitiu-se também como VAs a resistência ao escoamento do aço (f_y) e as solicitações atuantes sobre os elementos.

Para efeitos de comparação, a análise da confiabilidade estrutural dos elementos de aço foi realizada para condições normais de uso e em situação de incêndio.

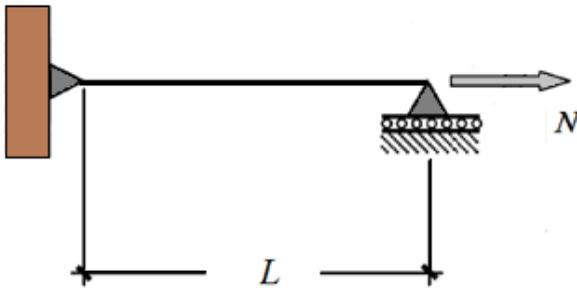
6.3.1. Barra tracionada

6.3.1.1. BARRA EM CONDIÇÕES NORMAIS DE USO

Este problema consiste na análise da confiabilidade de uma barra de aço, à temperatura ambiente, com comprimento unitário (L) e axialmente tracionada.

Como ilustra a Figura 6.1, a barra é considerada engastada e solicitada por uma carga pontual (N) em sua extremidade livre. Essa carga é composta por uma parcela permanente e uma variável.

Figura 6.1: Elemento estrutural tracionado em condições normais



Neste problema, admite-se que as cargas nominais permanente (N_{per}) e variável (N_{var}) adotadas no projeto sejam, respectivamente, 75 e 40 kN.

Para se considerar as incertezas do carregamento, a variável aleatória N foi calculada segundo a Equação 6.1:

$$N = E_a \cdot [A_a \cdot (1,05 \cdot N_{per}) + B_a \cdot N_{var}] \quad (6.1)$$

sendo $1,05 \times N_{per}$ o valor médio da carga permanente e E_a , A_a e B_a parâmetros aleatórios que representam a variabilidade das cargas e de sua combinação, conforme indicados por Ravindra & Galambos (1978).

Considerando a resistência ao escoamento da barra (f_y) sendo 380 MPa, e dimensionando o elemento para o ELU (segundo a NBR 8800:2008) para suportar a solicitação à temperatura ambiente, obtêm-se uma barra com diâmetro de 25 mm ($A = 4,91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$).

Assim, a confiabilidade da barra de aço é verificada considerando como estado limite último a Equação 6.2.

$$G = f_y - \frac{N}{A} \quad (6.2)$$

As VAs do problema bem como seus parâmetros básicos são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Parâmetros adotados para o problema à temperatura ambiente.

	Parâmetros	Média	Unid.	c.v.	Distribuição	Referências
temperatura ambiente	Carga permanente (N_{per})	1,05×Nominal	N	0,10	Normal	[1]*
	Carga variável (N_{var})	1,00×Nominal	N	0,25	Gumbel	[1]
	A_a	1,00	---	0,04	Normal	[2]*
	B_a	1,00	---	0,20	Normal	[2]
	E_a	1,00	---	0,05	Normal	[2]
	Resistência aço (f_y)	380	MPa	0,08	Normal	[3]*

O índice de confiabilidade e a probabilidade de falha do modelo avaliado foram determinados pelos métodos de MCS, MCI e FORM por meio do módulo de confiabilidade desenvolvido. Os resultados são apresentados na Tabela 6.2 e mostram concordância entre os diferentes métodos de confiabilidade. À temperatura ambiente (20 °C), o índice de confiabilidade do elemento estrutural, segundo FORM, vale 3,021 o que equivale a uma probabilidade de falha de 0,1257%.

Tabela 6.2: Resultados da confiabilidade do elemento à temperatura ambiente

Método de confiabilidade	β (MCS)	P_f (MCS)	β (MCI)	P_f (MCI)	β (FORM)	P_f (FORM)
Resultado	2,998	1,396×10 ⁻³	3,008	1,314×10 ⁻³	3,021	1,257×10 ⁻³

*[1] – Dehghani & Fadaee (2013)

*[2] - Ravindra & Galambos (1978)

*[3] – Guo *et al.* (2012)

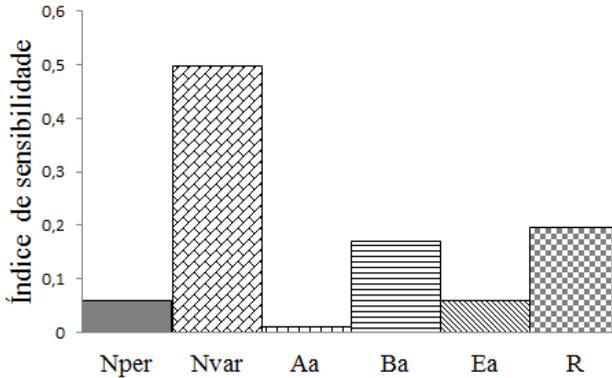
Os resultados encontrados não obedecem as exigências do *JCSS* (2001), pois os índices de confiabilidade referentes às P_f encontradas são um pouco inferiores aos índices alvos de projetos estruturais exigidos nesta proposta de código normativo, que equivalem a um índice entre 3,1 e 4,7.

Logo, essa análise prévia do elemento indica que o dimensionamento do mesmo segundo a NBR 8800:2008, para condições normais de utilização, possui um índice de confiabilidade 2,55% menor que o mínimo valor recomendado pelo *JCSS* (2001).

Os índices de sensibilidades encontrados com a análise da barra de aço são apresentados na Figura 6.2.

O estudo da sensibilidade revela que a P_f do elemento em condições normais de uso é altamente sensível ao carregamento variável atuante na estrutura, o que era de se esperar, dado o alto coeficiente de variação desta variável e a maneira como ela aparece na equação de estado limite.

Figura 6.2: Índices de sensibilidade das VAs para a barra à temperatura ambiente.



6.3.1.2. BARRA TRACIONADA EXPOSTA AO FOGO

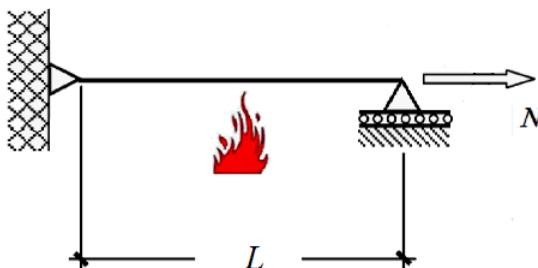
O presente problema consiste na análise da confiabilidade da mesma barra de aço (sem proteção térmica) do item anterior submetida ao modelo de incêndio natural, conforme ilustra a Figura 6.3.

Para tanto, utilizou-se na análise térmica elementos finitos uniaxiais com a capacidade de conduzir calor entre seus nós (LINK 32, ANSYS), esse elemento tem um único grau de liberdade, a temperatura, em cada nó, e pode ser aplicado em estado estacionário ou em análises

térmicas transientes. O elemento é definido por dois nós, uma área de seção transversal, e as propriedades do material. A condutividade térmica é no sentido longitudinal do elemento.

Na análise estrutural, o elemento de barra foi substituído por um elemento estrutural equivalente (LINK 1, ANSYS) que possui dois graus de liberdade em cada nó. O elemento é definido por dois nós, a área da seção transversal, uma tensão inicial, e as propriedades do material e pode ser aplicado para análises não lineares. A barra subdividida em 20 nós possui a capacidade de conduzir calor entre eles, além de permitir o cálculo dos deslocamentos nodais.

Figura 6.3: Elemento de barra tracionado exposto ao incêndio



Segundo Ellingwood (2005) existe uma baixa probabilidade que durante a vida útil da estrutura ocorra um incêndio e, simultaneamente, as cargas variáveis atuantes sejam as máximas possíveis. Logo, pode-se considerar apenas uma parcela da sollicitação agindo sobre a estrutura submetida ao fogo.

As cargas permanentes e variáveis podem ser combinadas para simular a carga que estará atuando na estrutura em um evento raro de sinistro. Neste contexto, Iqbal & Harichandran (2010) sugerem a aplicação da Equação 6.3 para a previsão da parcela de carga média atuante na estrutura submetida ao fogo ($N_{sd,fi}$).

$$N_{sd,fi} = 1,05 \cdot N_{per} + 0,24 \cdot N_{var}, \quad (6.3)$$

onde (N_{per}) representa as cargas nominais permanentes e (N_{var}) as cargas nominais variáveis, ponderadas, respectivamente, pelos fatores 1,05 e 0,24, que representam as possíveis parcelas das cargas médias atuantes.

Para a análise probabilística, a variável aleatória N foi calculada segundo a Equação 6.4:

$$N = E_a \cdot [A_a \cdot (1,05 \cdot N_{per}) + B_a \cdot (0,24 \cdot N_{var})], \quad (6.4)$$

sendo E_a , A_a e B_a os mesmos parâmetros aleatórios introduzidos na Equação 6.1.

A resistência e as cargas nominais permanente (N_{per}) e variável (N_{var}), da Equação 6.4, são as mesmas adotadas à temperatura ambiente.

Além dessas informações, para a análise da confiabilidade estrutural do elemento é necessário saber quais são os parâmetros e os dados estatísticos das VAs do problema. A Tabela 6.3 resume tais informações. Para simplificar o problema, assumiu-se que todas as VAs são independentes.

Tabela 6.3: Parâmetros utilizados para a resolução do problema.

Tipo de análise	Parâmetros	Média	Unid.	c.v.	Distribuição	Referências
Modelagem do incêndio	Densidade de carga (q_{fi})	901,02	$\frac{MJ}{m^2}$	0,57	Lognormal	[1]*
	Inércia térmica (b)	423,5	$\frac{W_s^{1/2}}{m^2} K$	0,09	Normal	[2]*
Modelo estrutural	Carga permanente (N_{per})	1,05×Nominal	N	0,10	Normal	[3]*
	Carga variável (N_{var})	0,24×Nominal	N	0,80	Gama	[3]
	A_a	1,0	---	0,04	Normal	[4]*
	B_a	1,0	---	0,20	Normal	[4]
	E_a	1,0	---	0,05	Normal	[4]
	Resistência aço (R)	380	MPa	0,08	Normal	[5]*

Na Tabela 6.3, as duas primeiras VAs regem o comportamento da curva de incêndio natural, que, conseqüentemente, serve de referência

*[1] – Assis (2001)

*[2] – Iqbal & Harichandran (2010)

*[3] – Ellingwood (2005)

*[4] – Ravindra & Galambos (1978)

*[5] – Guo *et al.* (2012)

para os demais parâmetros dependentes da temperatura. As demais VAs apresentadas na tabela governam a resistência e a solicitação atuante na barra.

Este problema, apesar de simples do ponto de vista das VAs, apresenta uma equação de estado limite altamente não linear, onde o modo de falha pode ser definido em termos de um deslocamento limite. Esta definição fornece uma forma mais conveniente para estimar a resposta estrutural, uma vez que o deslocamento é um valor típico de saída obtido a partir de simulações em elementos finitos (GUO & JEFFERS, 2014).

O deslocamento máximo de falha, aqui assumido, é aquele em que um aumento no passo de tempo de incêndio causa o escoamento generalizado do elemento de aço. Caso isso ocorra, o módulo mecânico retorna o último tempo da avaliação, aqui chamado de tempo de falha ($T_{falha}(\mathbf{X})$). O $T_{falha}(\mathbf{X})$ é uma função das VAs (\mathbf{X}) e seu valor é dado em segundos.

Contudo, a depender dos valores assumidos pelas VAs, é possível que não haja falha durante o período de incêndio avaliado ($T_{incêndio}$), assim a caracterização do modo de falha da barra pode ser representada pela Equação 6.5.

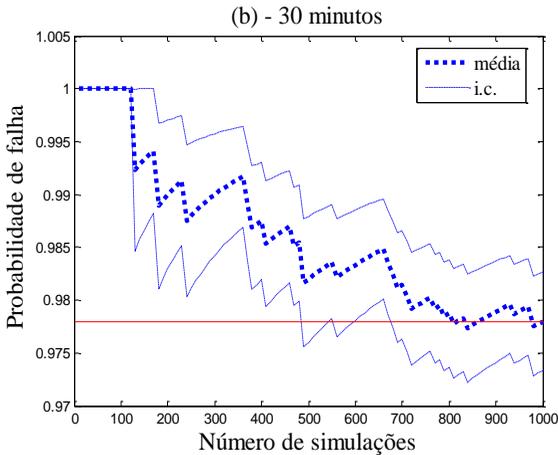
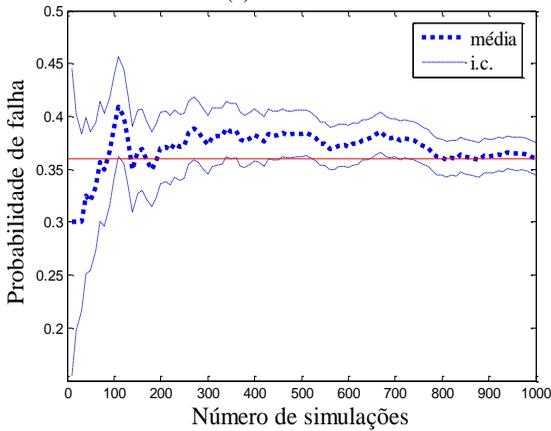
$$G(\mathbf{X}) = T_{falha}(\mathbf{X}) - T_{incêndio} \quad (6.5)$$

A Equação 6.5 implica que o elemento sobreviverá somente se o tempo necessário para a ocorrência da falha ($T_{falha}(\mathbf{X})$) for maior que o período de sinistro ($T_{incêndio}$). Nesse exemplo, o elemento de aço foi submetido a um período de 30 minutos de incêndio, ou seja, $T_{incêndio} = 1800$ segundos.

Por meio de uma análise preliminar do problema, observou-se que a probabilidade de ruína do elemento era susceptível a ser maior que 0,10, indicando que 1.000 simulações permitiriam calcular a probabilidade de falha com razoável grau de precisão.

A Figura 6.4 ilustra dois gráficos de convergência da probabilidade de falha em função do número de simulações, obtidos com a aplicação da simulação de Monte Carlo para 15 e 30 minutos de incêndio. A probabilidade de falha foi calculada considerando 1000 simulações.

Figura 6.4: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 15 minutos, (b) 30 minutos.
(a) - 15 minutos



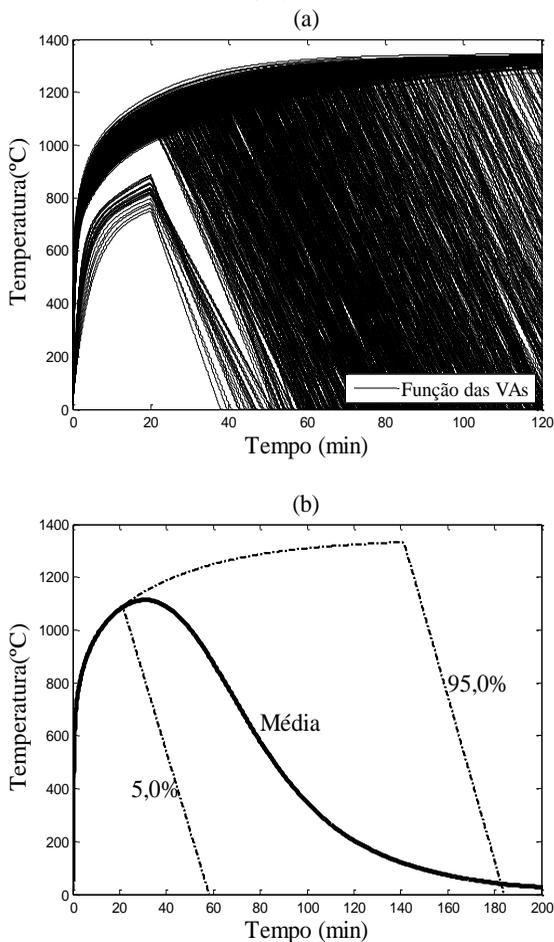
Nesses gráficos nota-se aspectos comuns da convergência da P_f quando estimada via MCS: à medida que o número de simulações aumenta, a média (valor estimado da P_f) oscila e tende ao valor exato, enquanto a variância da estimativa diminui.

Observa-se também que, para um número superior a 200 simulações, a diferença entre o valor médio da probabilidade de falha estimada e da exata é inferior a 5,00% para o caso de 15 minutos de incêndio, e menor que 1,00% para 30 minutos. Para 800 simulações a diferença é muito pequena para ambos os casos (menor que 0,25%).

Estes fatos, portanto, indicam que 1.000 simulações são suficientes para a análise em questão.

A Figura 6.5 (a) apresenta as curvas de incêndio natural relacionadas às 1.000 simulações, enquanto que a Figura 6.5 (b) ilustra o intervalo onde 90% das curvas foram obtidas, bem como a curva média de incêndio (obtida por meio da média das 1.000 curvas).

Figura 6.5: Modelagem do incêndio: (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.



A descontinuidade no trecho inicial das curvas de incêndio, aparente na Figura 6.5 (a), é gerada pelas condições da formulação que

rege a curva paramétrica de incêndio. Segundo essa curva, há duas possibilidades de incêndio: aquele controlado pelo combustível ou o controlado pela ventilação. Incêndios controlados pelo combustível possuem patamares de temperatura inferiores aos controlados pela ventilação e a transição entre estes tipos de incêndio gera um salto de temperatura entre os modelos (FERNANDES, 2006).

Analisando a Figura 6.5 (a) nota-se a gama de resultados possíveis em função das VAs que modelam o incêndio. Observa-se que temperaturas entre 700 °C e 1300 °C podem ser facilmente atingidas, o que é altamente prejudicial à resistência do aço.

Os resultados mostram que mais de 90,0% das curvas geradas atingiram temperaturas superiores a 1000 °C antes dos 30 minutos de incêndio. Contudo, os elementos estruturais de aço sem proteção térmica, normalmente sofrem colapso para temperaturas superiores a 500 °C (SILVA, 2004).

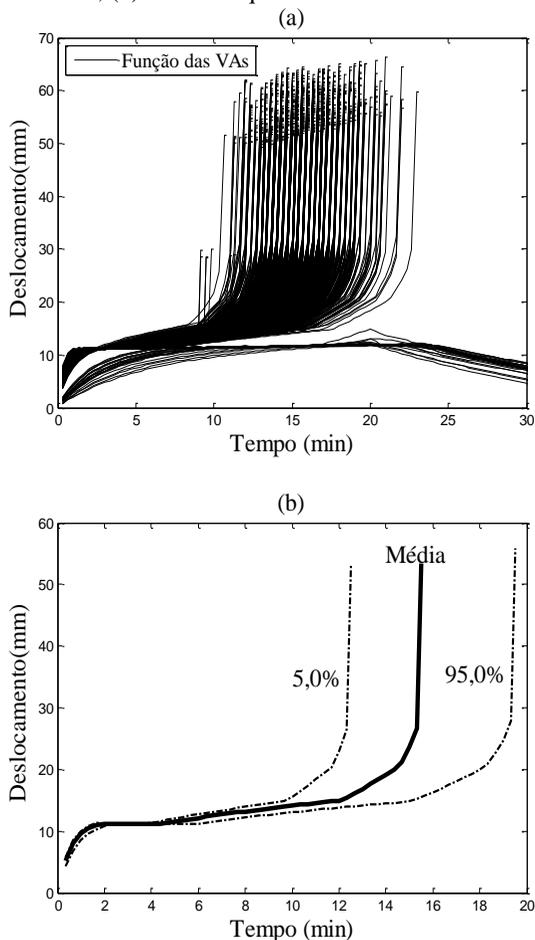
O fato da grande maioria das temperaturas atingirem valores superiores a 500 °C refletiu no grande número de elementos que falharam num período inferior a 30 minutos de incêndio, conforme ilustra a Figura 6.6.

A Figura 6.6 (a) ilustra todos os deslocamentos da extremidade do elemento estrutural em função do tempo. Já a Figura 6.6 (b) apresenta uma curva inferior, onde 5,00% dos resultados que falharam estão localizadas antes dela, uma curva superior que limita 95,00% das curvas geradas e a curva média de deslocamentos.

Com base nos gráficos da Figura 6.6, nota-se que algumas curvas possuem um ramo ascendente, que atinge um deslocamento máximo, mas não o escoamento generalizado, e outro ramo descendente, relacionado à redução da temperatura dos gases no ambiente e, conseqüentemente, da temperatura da barra de aço. Nestes casos, a equação de estado limite (Equação 6.5) não é violada, logo o elemento avaliado não sofre ruína. Isto ocorreu para 21 dos casos simulados, caracterizando-se, assim, uma probabilidade estimada de 2,10% de sobrevivência do elemento.

Por outro lado, existem várias outras curvas que possuem apenas um ramo ascendente, devido à ocorrência do escoamento generalizado do elemento de aço, explicitando, portanto, a ocorrência da falha, conforme descrito pela Equação 6.3. Das 1.000 amostras, 979 falharam antes dos 30 minutos, caracterizando uma probabilidade de falha de 97,90% para este período.

Figura 6.6: Deslocamento (mm) \times Tempo de incêndio (min): (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.



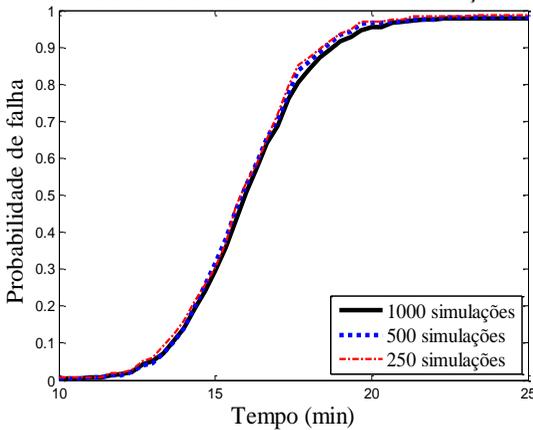
A Figura 6.7 ilustra a probabilidade de falha da barra em função do tempo de incêndio decorrido e do número de simulações realizadas.

Como no problema em questão probabilidades de falha muito altas são atingidas, a análise poderia ter sido conduzida considerando um número ainda menor de simulações, e, portanto, necessitando de um esforço computacional significativamente menor. O uso de um número pequeno de simulações permitiria levantar as mesmas conclusões em termos de comportamento global da curva. Mas, os resultados seriam

ruins para tempos de incêndio pequenos, para os quais a probabilidade de falha é pequena.

Além disso, observa-se na figura que a probabilidade de falha até 10 minutos de incêndio é relativamente pequena. Todavia, a partir deste tempo, a probabilidade de falha cresce rapidamente chegando a 36,00% para um período de tempo de 15 minutos, uma valor relativamente alto se comparado com os mínimos valores recomendados pelo JCSS. Em 20 minutos de incêndio a probabilidade de falha é muito alta, maior do que 95,00%.

Figura 6.7: Probabilidade de falha da barra em função do tempo.



Os resultados obtidos evidenciam que a barra de aço projetada para condições normais de temperatura certamente não cumprirá as exigências da NBR 14432 (2000), que trata dos requisitos de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Esta norma recomenda que os elementos estruturais de uma edificação em condição excepcional de incêndio e com as características descritas no item 6.3, devem resistir, no mínimo, a 30 minutos de sinistro.

Uma alternativa para se chegar aos índices alvos de confiabilidade está na aplicação de um material de proteção térmica na barra de aço. Esses materiais conseguem reduzir significativamente a temperatura atuante no elemento submetido a altas temperaturas, conforme se observa nos trabalhos de Guo *et al.* (2012) e Guo & Jeffers (2014). O material de proteção térmica impede o aumento instantâneo da temperatura no elemento, reduzindo, assim, a probabilidade de sua ruína para períodos mínimos exigidos por normas.

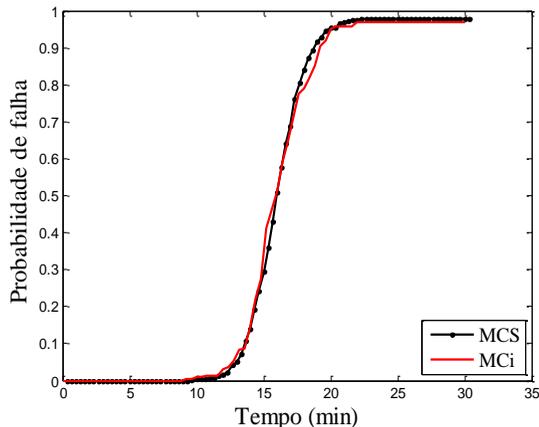
No entanto, uma análise da confiabilidade estrutural para sistema com baixa probabilidade de falha necessitaria de um número maior de simulações para se chegar a resultados representativos. Consequentemente, o custo computacional poderia se tornar um limitante à utilização do método MCS, sendo necessária a utilização de outro método ou de processamento computacional em paralelo.

Como alternativa, por exemplo, pode-se utilizar o método de Monte Carlo com amostragem por importância no ponto de projeto (MCI). Uma das principais dificuldades de aplicação do MCI no caso em estudo é que a função de amostragem é construída considerando o ponto de projeto, e o ponto de projeto varia durante o incêndio. Assim, se o ponto de projeto for determinado somente para um tempo de incêndio em específico, os resultados serão bons para tempos próximos ao especificado, mas podem ser ruins para tempos significativamente diferentes.

Conforme apresentado como sugestão para trabalhos futuros ao final desta dissertação, pode-se tentar escrever o ponto de projeto em função do tempo e deslocar a função de amostragem de acordo, ou utilizar o MCI para descrever a curva somente nas regiões com menores valores da P_f e aplicar o MCS nos demais casos.

A Figura 6.8 ilustra os resultados da probabilidade de falha da barra de aço em função do tempo e do método de simulação utilizado, considerando o ponto de projeto obtido para $T_{incêndio} = 600$ segundos. Tais resultados tendem a serem melhores do que os obtidos via MCS nas vizinhanças de $T_{incêndio} = 600$ s e piores ou semelhantes nos outros casos.

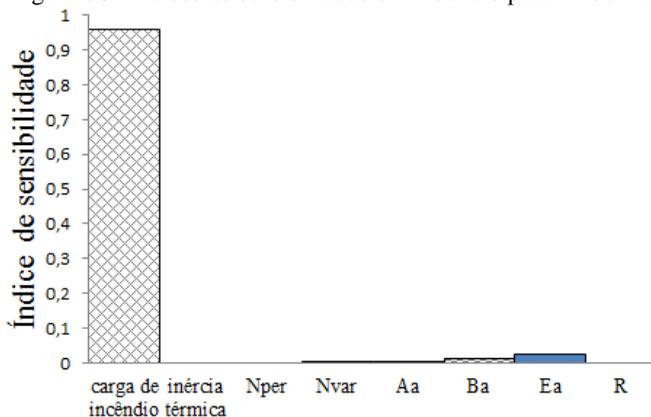
Figura 6.8: Probabilidade de falha da barra do método de confiabilidade.



6.3.1.2.1. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

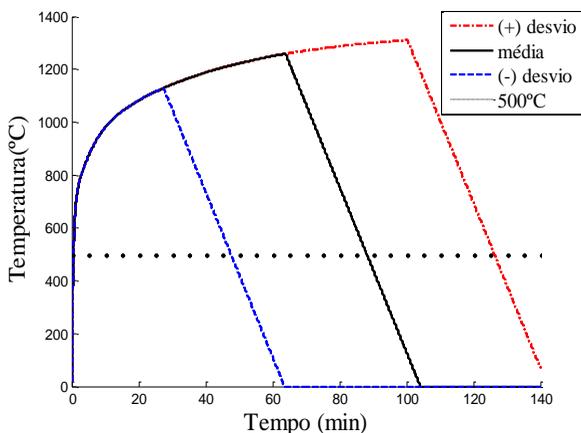
Os coeficientes de sensibilidade obtidos são apresentados na Figura 6.9. Observa-se que a densidade de carga de incêndio tem uma influência significativa sobre a resposta, ou seja, a curva $P_f \times$ tempo depende mais dos parâmetros do incêndio (mais especificamente da carga de incêndio) do que dos parâmetros de carregamento ou das propriedades do material.

Figura 6.9: Índices de sensibilidade em incêndio para $t = 30 \text{ min}$.



Como o fator de abertura ($O = 0,04$) é constante e a inércia térmica possui baixo coeficiente de variação, a carga de incêndio é a maior responsável pela variabilidade da curva de incêndio. Isso pode ser verificado na Figura 6.10, que ilustra as curvas de incêndio natural obtidas considerando a carga de incêndio média e mais ou menos seu desvio padrão, e explica a alta sensibilidade da P_f em relação a esta variável.

Figura 6.10: Curvas naturais regidas pela carga de incêndio.



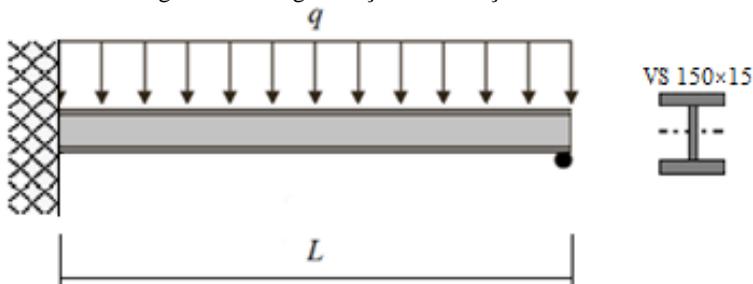
6.3.2. Viga de aço sob carregamento distribuído

6.3.2.1. CONDIÇÕES NORMAIS DE USO

Neste exemplo, a confiabilidade de uma viga de aço engastada-apoiada de comprimento $L = 3,00\text{ m}$, carregada por uma força distribuída q , à temperatura ambiente, é realizada.

A viga ilustrada na Figura 6.11 foi dimensionada segundo a NBR 8800:2008 para suportar aos carregamentos permanentes (Q_{per}) e variáveis (Q_{var}), com valores nominais, respectivamente, de $13,953$ e $8,372\text{ kN/m}$. Para estes carregamentos, o perfil I soldado VS 150×15 com resistência ao escoamento média de 380 MPa , mostrou-se apto a resistir a força cortante atuante e ao momento solicitante de cálculo.

Figura 6.11: Viga de aço em condições normais



Da mesma forma que no exemplo anterior, as incertezas sobre o carregamento solicitante foram consideradas por meio da variável aleatória Q , calculada segundo a Equação 6.6:

$$Q = E_a \cdot [A_a \cdot (1,05 \cdot Q_{per}) + B_a \cdot Q_{var}]. \quad (6.6)$$

A probabilidade de falha da viga de aço foi calculada verificando se o momento resistente (M_{res}) e a força cortante resistente (V_{res}) foram ultrapassados pelo momento solicitante (M_{sol}) ou pelo cortante solicitante (V_{sol}), conforme as Equações 6.7 e 6.8.

$$M = M_{res} - M_{sol} \quad (6.7)$$

$$V = V_{res} - V_{sol} \quad (6.8)$$

Os parâmetros estatísticos das VAs do problema que são os mesmos apresentados na Tabela 6.1.

Os índices de sensibilidade para este caso, bem como a probabilidade de falha são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Coeficiente de sensibilidade das VAs à temperatura ambiente - viga

VAs	Carga Permanente	Carga Variável	A_a	B_a	E_a	Resist. d aço	P_f
M	0,1039	0,4118	0,0200	0,3335	0,1307	0,0001	$1,09 \times 10^{-4}$
V	0,0363	0,4273	0,0081	0,3681	0,1602	0	$1,73 \times 10^{-32}$

A Figura 6.12 ilustra os índices de sensibilidade encontrados considerando o estado limite dado pela Equação 6.7 (Figura 6.12 (a)) e pela Equação 6.8 (Figura 6.12 (b)).

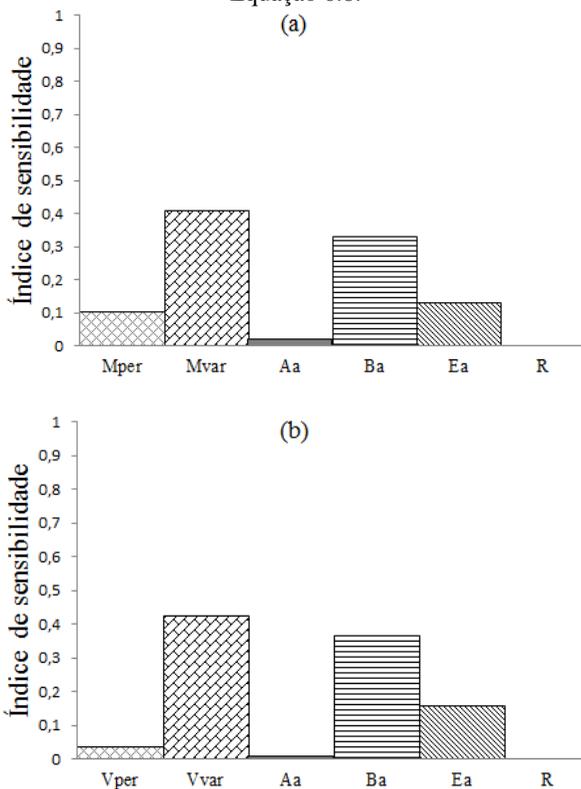
Com base no estudo da sensibilidade observa-se, mais uma vez, que a carga variável e o parâmetro (B_a) a ela associado, apresentam maior impacto na P_f , com uma soma dos respectivos índices de sensibilidade próxima a 74%.

A análise revela também que a P_f da viga é pouco sensível a resistência ao escoamento do perfil avaliado, considerando o ponto de projeto.

Em termos de probabilidades de falha, os resultados obtidos para a viga dimensionada segundo a NBR 8800:2008 estão de acordo com as

exigências do *JCSS* (2001), pois as P_f encontradas estão dentro do intervalo sugerido pelo comitê ($0,0001 < P_f < 0,10\%$).

Figura 6.12: Índices de sensibilidade considerando: (a) Equação 6.7, (b) Equação 6.8.

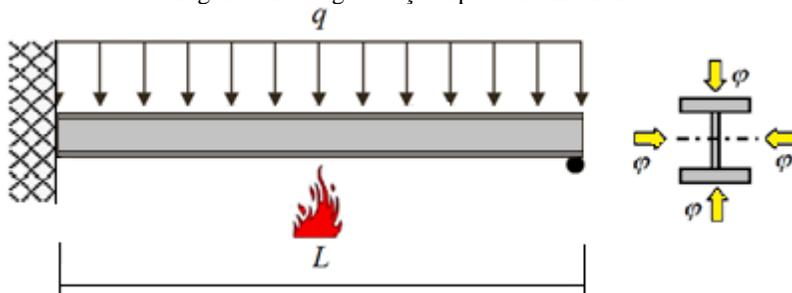


6.3.2.2. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nessa seção, a probabilidade de falha da viga de aço, do item anterior, sujeita ao modelo de incêndio natural é calculada.

A Figura 6.13 ilustra a configuração do problema analisado, onde se considera o elemento estrutural desprotegido termicamente e com todas as faces expostas ao fogo.

Figura 6.13: Viga de aço exposta ao incêndio



O carregamento distribuído q é composto pelas cargas (nominais) permanente e variável assumidas no item anterior. No entanto, essas cargas foram ponderadas do mesmo modo como na Equação 6.4 para simular um suposto carregamento em sinistro, ver equação 6.9.

$$Q = E_a \cdot [A_a \cdot (1,05 \cdot Q_{per}) + B_a \cdot (0,24 \cdot Q_{var})] \quad (6.9)$$

As variáveis aleatórias deste problema estão relacionadas às incertezas da resistência estrutural, do carregamento externo e dos parâmetros do incêndio. Essas VAs e seus parâmetros estatísticos são semelhantes aos apresentados na Tabela 6.3, conforme é observado na Tabela 6.5.

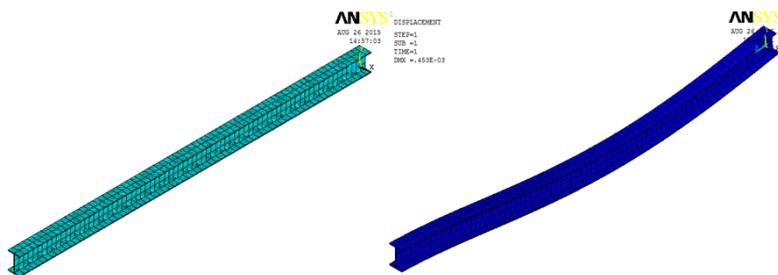
Na análise térmica foi utilizado o elemento finito SOLID70 com capacidade de condução térmica tridimensional. O elemento possui oito nós com um único grau de liberdade (temperatura) em cada nó. O elemento é aplicável a uma análise térmica tridimensional, em estado estacionário ou transiente (ANSYS, 2011). Na análise estrutural o elemento foi substituído por um elemento estrutural equivalente, o SOLID45. O elemento SOLID45 é comumente empregado na modelagem tridimensional de estruturas sólidas. O elemento é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó e permite a análise de problemas de natureza não linear (física e geométrica). Mais detalhes sobre estes e outros tipos de elementos podem ser encontrados em (ANSYS, 2011).

Tabela 6.5: Parâmetros utilizados para a viga em situação de incêndio.

	Parâmetros	Média	Unid.	c.v.	Distribuição	Refer.
Modelo incêndio	Densidade de carga (q_{fi})	901,02	$\frac{MJ}{m^2}$	0,57	Lognormal	[1]*
	Inércia térmica (b)	423,5	$\frac{Ws^{1/2}}{m^2} K$	0,09	Normal	[2]*
Carga externa	Carga permanente (Q_{per})	1,05×Nominal	N	0,10	Normal	[3]*
	Carga variável (Q_{var})	0,24×Nominal	N	0,60	Gama	[3]
	A_a	1,0	---	0,04	Normal	[4]*
	B_a	1,0	---	0,20	Normal	[4]
	E_a	1,0	---	0,05	Normal	[4]
Resistência estrutural	Resistência aço (f_y)	380	MPa	0,08	Normal	[5]*

A viga de aço com perfil I modelada no ansys é apresentada na Figura 6.14 na situação indeformada e deformada (para um determinado carregamento atuante).

Figura 6.14: Configuração da viga de aço indeformada e deformada



* [1] – Assis (2001)

* [2] – Iqbal & Harichandran (2010)

* [3] – Guo & Jeffers (2014)

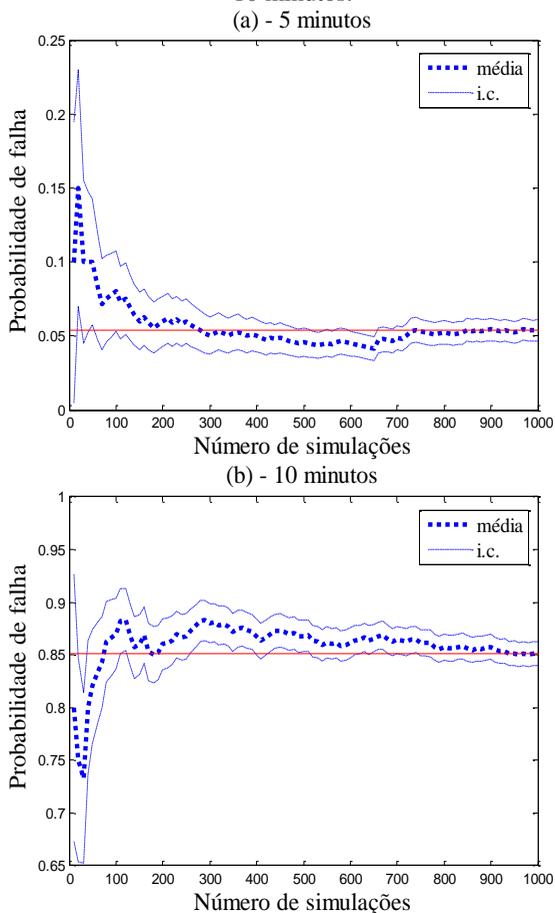
* [4] – Ravindra & Galambos (1978)

* [5] – Guo *et al.* (2012)

Como os parâmetros térmicos desse problema são iguais ao do problema da barra submetida ao fogo, as curvas naturais de incêndio geradas foram iguais àquelas apresentadas na Figura 6.5.

Mais uma vez foram utilizadas 1.000 simulações numéricas para a avaliação da confiabilidade da viga em incêndio. A Figura 6.15 ilustra a convergência da probabilidade de falha em função do número de simulações considerando a aplicação da simulação de Monte Carlo para 5 e 10 minutos de incêndio.

Figura 6.15: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 5 minutos, (b) 10 minutos.



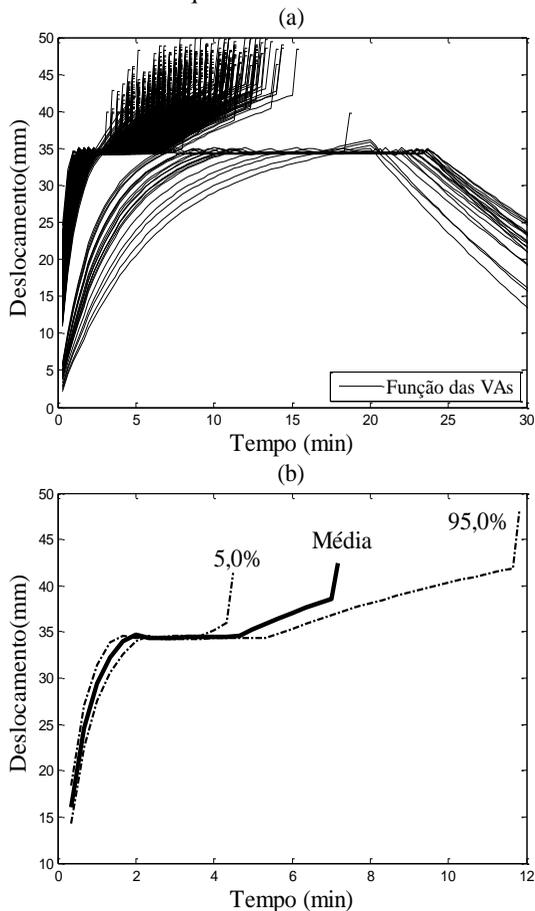
Observa-se que, para um número superior a 500 simulações, a diferença entre o valor da probabilidade de falha estimada e da exata é

inferior a 2,00% para o caso de 5 minutos de incêndio, e menor que 2,50% para 10 minutos. Acima de 700 simulações a curva média passar a ter uma menor oscilação.

Assim como no caso da barra de aço em sinistro, o modo de falha foi definido em termos de tempo de falha, sendo a falha definida pela violação da Equação 6.5.

As curvas de deslocamento máximo em função do tempo máximo suportado pela viga em incêndio são ilustradas na Figura 6.16 para as simulações realizadas.

Figura 6.16: Deslocamento(mm) x Tempo (min): (a) 100% das curvas, (b) intervalo que contém 90% das curvas.

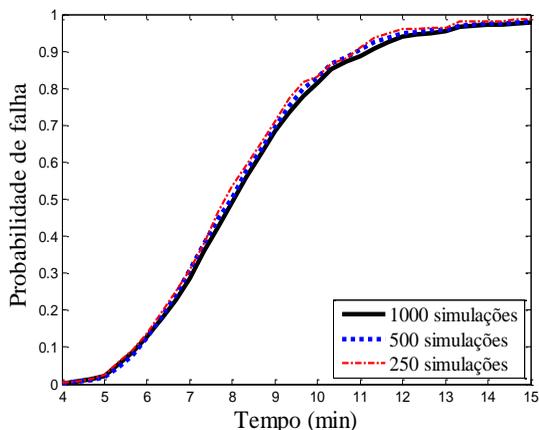


Verifica-se que na região próxima ao deslocamento de 35 milímetros, apesar do evidente aumento do tempo de incêndio, a curva não sofre alteração significativa no eixo das ordenadas. Isto ocorre, pois entre 720 e 860 °C o alongamento do elemento de aço não varia com o aumento da temperatura. Nesse intervalo, o aço sofre uma mudança cristalográfica de fase (a perlita começa a se transformar em austenita), qualquer aquecimento além desse intervalo causará uma transformação permanente na composição química original (SILVA *et al.*, 2007). Essa mudança provoca absorção de energia e muda a característica da expansão térmica (EUROCODE 3, 2005).

Os gráficos da Figura 6.16 ilustram que são poucas as chances da viga analisada suportar aos 30 minutos requeridos por norma para as condições supostas a princípio. Em apenas 20 dos 1.000 casos a viga suportou ao aquecimento máximo ao qual foi submetida resultando em uma confiabilidade estrutural estimada de 2,00%. Por outro lado, 98,00% dos resultados obtidos não obedecem se quer a 15 minutos de resistência ao fogo (metade do mínimo valor sugerido pela NBR 14432 (2000)).

A Figura 6.17 ilustra a probabilidade da viga falhar em função do tempo de incêndio decorrido e do número de simulações realizadas. Mais uma vez observa-se que a análise da confiabilidade poderia ter sido conduzida considerando-se um número menor de simulações, propiciando, assim, um menor custo computacional.

Figura 6.17: Probabilidade de falha da viga em função do tempo.



Do mesmo modo, observa-se que a probabilidade de falha da viga no ambiente pós-*flashover* cresce rapidamente. Até 4 minutos de incêndio a P_f é relativamente pequena, contudo, em 6 minutos a probabilidade de falha passa a ser de 17,00% chegando a mais de 50,00% em 8 minutos. Em 15 minutos a falha é quase certa, com cerca de 98,00% de probabilidade de ocorrer.

Apesar da alta probabilidade de ruína para 15 minutos de incêndio, cabe frisar que a falha do elemento estrutural não caracteriza o tombamento do edifício como um todo, o que possibilita aos usuários um maior tempo para evacuação do local. Isso está relacionado à redistribuição de esforços para os elementos estruturais adjacentes, pois quando o fogo afeta apenas parte de uma estrutura (compartimento), a estrutura age como um todo, havendo redistribuição dos esforços, e a estabilidade da edificação como um todo é preservada BRITISH STEEL (1999).

Segundo a NBR 15200 (2012), plastificações, ruínas e colapsos locais são aceitos, contudo, a alta probabilidade encontrada nos primeiros minutos de sinistro é inadmissível e, portanto, meios mitigadores de combate ao fogo devem ser previstos pelo projetista.

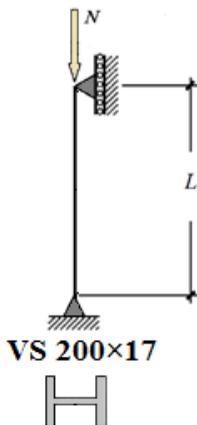
6.3.3. Pilar de aço submetido a carga concentrada

6.3.3.1. CONDIÇÕES NORMAIS DE USO

O presente problema consiste na análise da confiabilidade de um elemento de aço axialmente comprimido em condições normais de uso. O pilar apoiado-engastado possui um comprimento de 3 metros de altura e está submetido a um carregamento em uma das suas extremidades, conforme ilustra a Figura 6.18.

Assim como nos outros problemas, o elemento de aço foi dimensionado segundo a NBR 8800:2008 para suportar os carregamentos permanentes (N_{per}) e variáveis (N_{var}), com valores nominais de 69,750 e 41,875 kN, respectivamente. Segundo o dimensionamento, o perfil I soldado VS 200×17 (ASTM A572 G55) com resistência ao escoamento de 380 MPa, possui um valor de cálculo da força normal resistente (N_{Rd}) superior a solicitação de cálculo (N_{Sd}) atuante na peça.

Figura 6.18: Peça de aço comprimida em condições normais de uso



Os carregamentos permanentes e acidentais, mais uma vez, são considerados como VAs. As incertezas dos efeitos dessas ações também são consideradas (por meio de parâmetros de incerteza: A , B e E). As incertezas sobre o carregamento solicitante foram consideradas por meio da variável aleatória N , calculada segundo a Equação 6.1. Os valores adotados, neste exemplo, são os mesmos descritos pela Tabela 6.1.

Para o estudo da confiabilidade estrutural utilizou-se a Equação 6.10. Nesta equação é considerada a possível ocorrência da instabilidade local ou global. A condição de segurança é verificada quando o valor da força normal resistente (N_{res}) da peça for maior que o valor atuante (N_{sol}).

$$N = N_{res} - N_{sol} \quad (6.10)$$

Por meio de um estudo preliminar, observou-se que a probabilidade de ruína do pilar tenderia a um valor muito baixo, assim, a confiabilidade do elemento foi verificada pelo método FORM, uma vez que a utilização de Monte Carlo requereria um alto custo computacional.

A probabilidade de falha e os índices de sensibilidade no ponto de projeto encontrados com a análise são apresentados na Tabela 6.8.

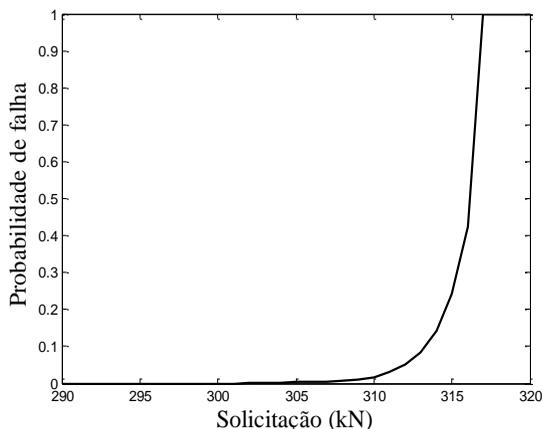
A probabilidade de falha encontrada é muito baixa ($P_f = 2,272 \times 10^{-8}$), sendo relativamente menor que o mínimo valor recomendado pelo JCSS (1×10^{-6}) indicando um super dimensionamento da estrutura.

Tabela 6.6: Coeficientes de sensibilidade das VAs à temperatura ambiente – pilar

VAs	Carga Permanente	Carga Variável	A_a	B_a	E_a	Resist. aço	P_f
N	0,0116	0,7532	0,00204	0,1901	0,0426	0,0004	$2,272 \times 10^{-8}$

A Figura 6.19 ilustra a probabilidade de falha do elemento em função da carga solicitante nominal. Nota-se claramente que a estrutura possui uma alta segurança estrutural, uma vez que, a carga solicitante de cálculo (com um valor aproximado de 150 kN) possui uma pequena probabilidade de ruína se comparada com o valor 305 kN, ponto a partir do qual a probabilidade de falha aumenta rapidamente.

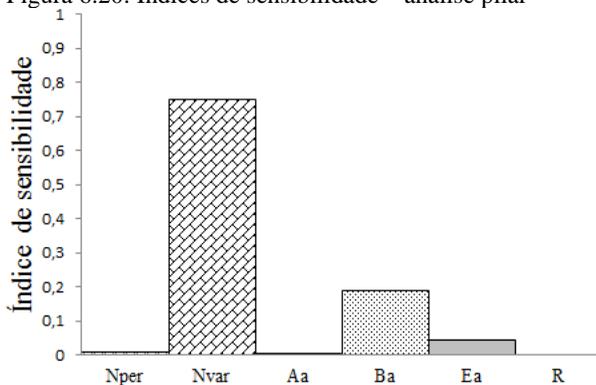
Figura 6.19: Probabilidade de falha \times sollicitação em condições normais



A Figura 6.20 ilustra os índices de sensibilidade no ponto de projeto encontrados com o auxílio do método FORM.

Como previsto e ilustrado na Figura 6.20, as variações no valor da carga variável, ou no valor médio do parâmetro que mede sua variabilidade (B_a), provoca maiores variações no valor da probabilidade de falha do que variações no valor médio da resistência (f_y).

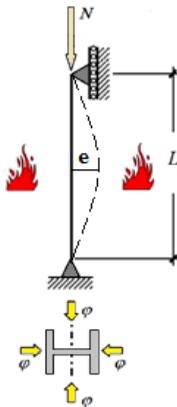
Figura 6.20: Índices de sensibilidade – análise pilar



6.3.3.2. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste exemplo, analisa-se a confiabilidade do elemento de aço axialmente comprimido, do problema anterior, em situação de incêndio. Conforme ilustra a Figura 6.21, o elemento é avaliado considerando suas 4 faces expostas ao fogo.

Figura 6.21: Configuração do pilar em situação de incêndio



O carregamento N atuante na situação de incêndio é ponderado da mesma forma como foi feito na análise da viga, por meio da Equação 6.9. Além do carregamento, considera-se como VAs a resistência ao escoamento e os parâmetros do incêndio, conforme já apresentados na

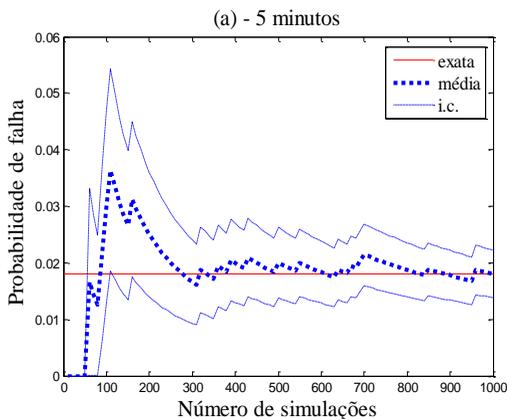
Tabela 6.7. O elemento finito utilizado na análise térmica foi o SOLID70 e para a análise estrutural o SOLID45.

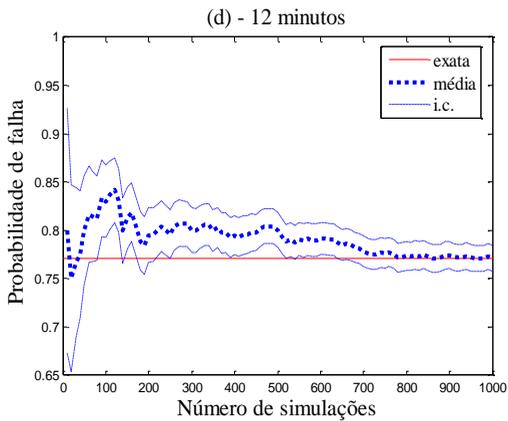
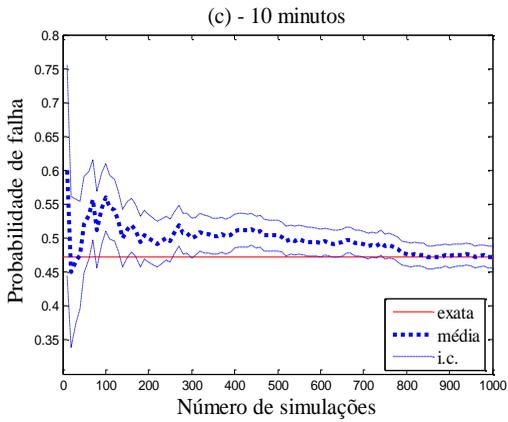
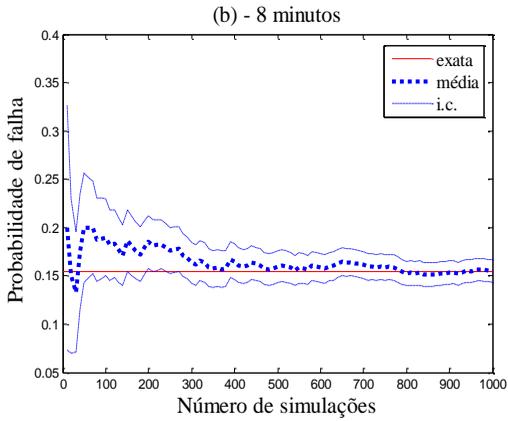
Feng & Wang (2005) verificaram em seu trabalho que à temperatura ambiente o modo de falha dominante em painéis de aço foi o local, enquanto que em temperaturas elevadas o principal modo de falha foi o global. Assim, no presente trabalho assume-se que o pilar em situação de incêndio falhará por flambagem global, da mesma forma como foi admitido por Guo & Jeffers (2014).

Para estimular a ocorrência da falha por flambagem global foi aplicada uma imperfeição geométrica (e) no centro do pilar (Figura 6.21). Essa imperfeição foi gerada por meio de uma pequena perturbação na direção do eixo de menor inércia, equivalente a 0,5% da carga atuante na extremidade do pilar.

Um estudo da convergência em termos da média em função do número de simulações foi aplicado a fim de se verificar qual seria o número mínimo avaliações a serem realizadas. O estudo da convergência é ilustrado na Figura 6.22.

Figura 6.22: Gráfico de convergência da P_f e $i.c.$ para MCS: (a) 5; (b) 8; (c) 10 e (d) 12 minutos.



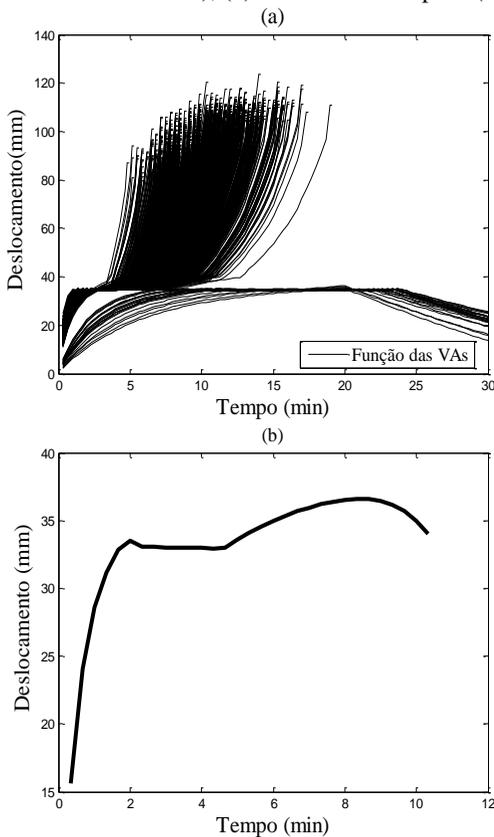


Nessa Figura 4 gráficos de convergência são ilustrados considerando a aplicação da simulação de Monte Carlo para 5, 8, 10 e 12 minutos de incêndio.

Para o problema em questão, 800 simulações mostraram-se suficientes para garantir a convergência na média com um intervalo de confiança aceitável para os casos ilustrados na figura. Logo, adotou-se mais uma vez o número de 1.000 simulações para a análise da confiabilidade do pilar submetido ao fogo.

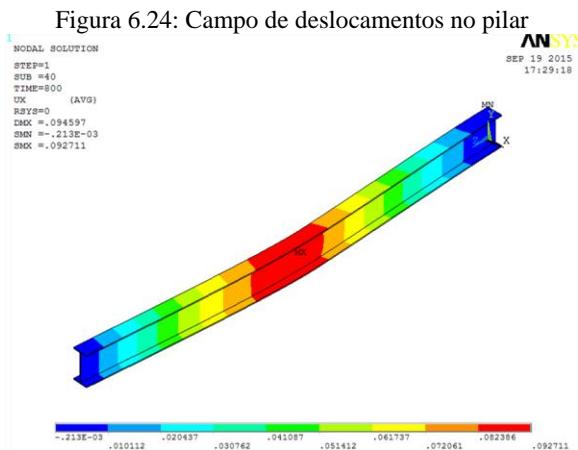
Para 1.000 simulações de um incêndio modelado pela curva natural obteve-se 1.000 curvas do deslocamento no centro do pilar em função do tempo máximo suportado pelo elemento comprimido. Os resultados dessa simulação são ilustrados na Figura 6.23 (a).

Figura 6.23: Deslocamento(mm) \times Tempo (min): (a) meio vão do pilar (na direção do eixo de menor inércia), (b) extremidade do pilar (na direção axial).



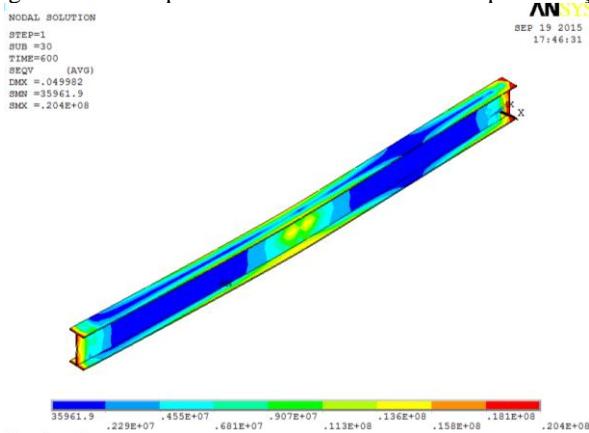
Analisando a Figura 6.23 (a) nota-se que boa parte das simulações resultou em grandes deslocamentos no centro do pilar. Para tempos de incêndio menores que 20 minutos, o deslocamento no meio do vão chegou a atingir 12 cm. Porém, houve alguns casos em que o elemento sofreu deslocamentos razoáveis (3,5 cm), mas com o resfriamento dos gases, o deslocamento diminuiu gradativamente. Essa diminuição do deslocamento até os 30 minutos de incêndio requeridos caracteriza a sobrevivência do elemento.

A Figura 6.23(b) ilustra a curva média de deslocamento na extremidade da coluna em função do tempo de incêndio. Nota-se que o deslocamento atinge valores menores do que aqueles encontrados na parte central do elemento. Nessa figura, observa-se a fase em que o elemento aumenta seu deslocamento quase que de forma linear, até atingir a temperatura onde a variação do deslocamento é nula. Depois o deslocamento do elemento volta a crescer, só que de uma forma não linear, até atingir o deslocamento máximo. A Figura 6.24 ilustra o campo de deslocamentos no elemento estrutural na direção transversal para uma determinada simulação e tempo avaliado.



Nota-se na Figura 6.24 que o deslocamento da coluna de aço, na direção do eixo de menor inércia, aumenta à medida que se aproxima do seu centro. Logo o pilar falhará pelo surgimento de uma rótula plástica no centro do seu vão devido à tensão aplicada nessa região, conforme ilustra a Figura 6.25.

Figura 6.25: Campo de tensões de Von Mises no pilar de aço

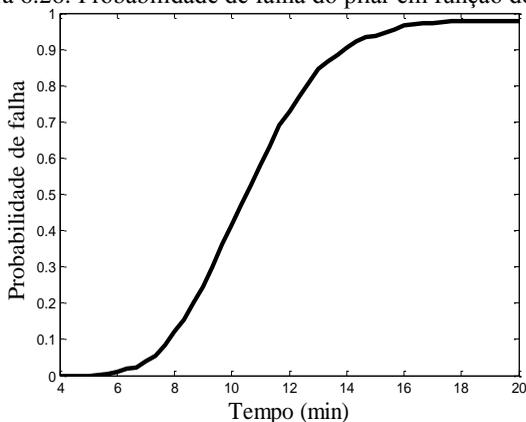


Nessa figura observa-se que a região central do elemento possui os maiores valores de tensão durante o incêndio. Observa-se ainda que as regiões próximas a extremidade também possuem altos valores de tensão, no entanto, estes valores são oscilações espúrias geradas devido à utilização de uma malha menos refinada nessa região. Pois, segundo o princípio de *Saint-Venant* quanto mais próximas do ponto de aplicação da carga estão as tensões a serem analisadas, menos uniforme tende a ser sua distribuição numa determinada seção transversal.

Conforme visto nas análises da barra e da viga de aço em incêndio, é pequena a probabilidade desses elementos, sem proteção térmica, resistirem ao incêndio dadas as hipóteses consideradas. Essa baixa probabilidade de sobrevivência ocorre também para o elemento axialmente comprimido.

A Figura 6.26 mostra que até 20 minutos de incêndio a probabilidade do pilar falhar é de 97,60%. Em 10 minutos a probabilidade de falha é quase de 50,0%, porém em 6 minutos ela é de 2%, sendo razoavelmente aceitável para a situação excepcional de incêndio.

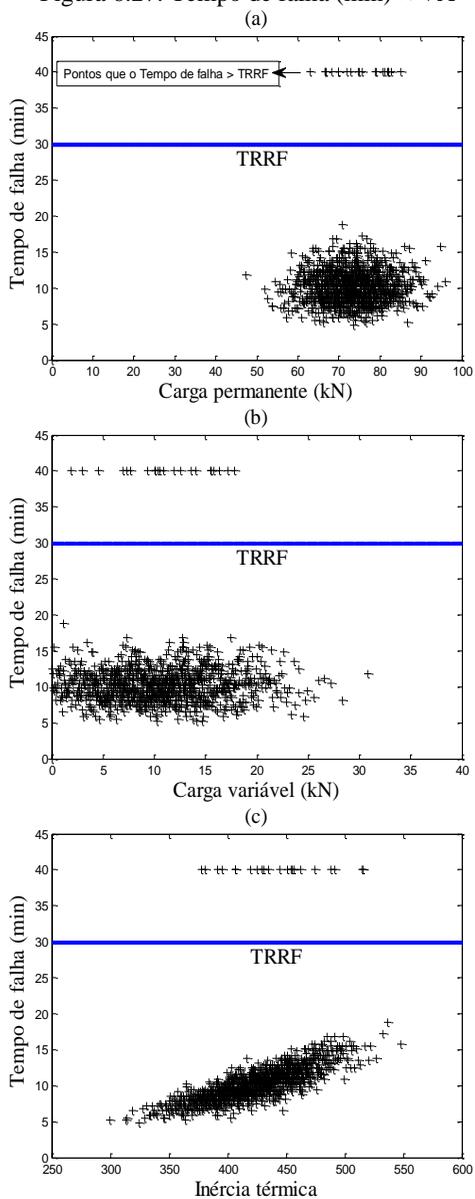
Figura 6.26: Probabilidade de falha do pilar em função do tempo.

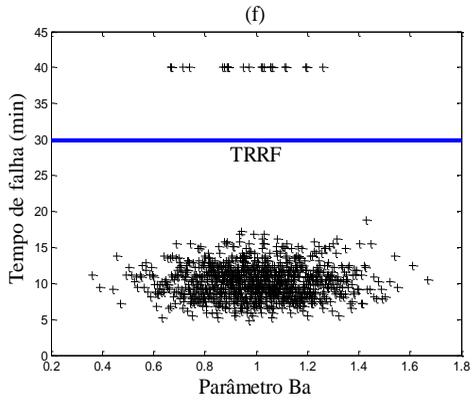
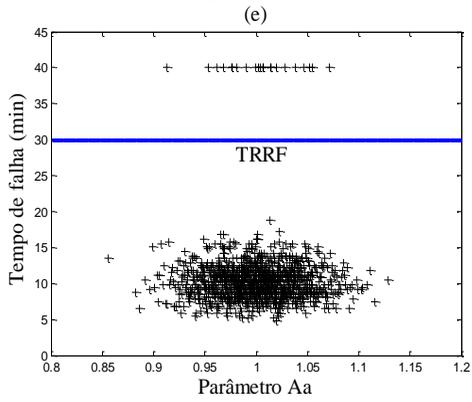
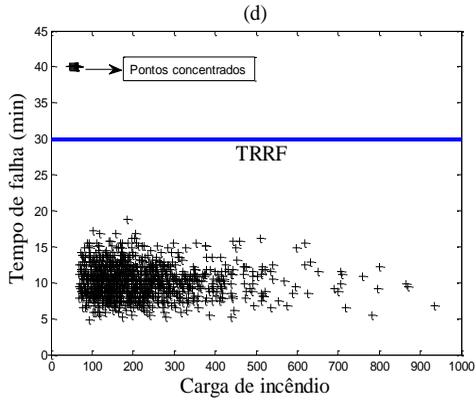


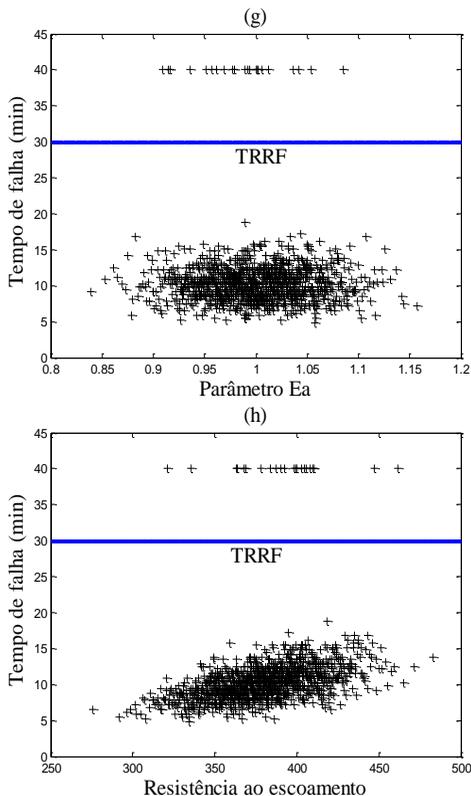
Mais uma vez observa-se que o elemento não cumprirá a exigência normativa que requer um tempo mínimo de 30 minutos de resistência ao fogo. Assim, para tentar entender o motivo da alta probabilidade de falha encontrada em todos os exemplos, plotam-se gráficos do tempo de incêndio em função das VAs, conforme ilustra a Figura 6.27.

Nesta Figura, os pontos acima da reta TRRF representam as simulações em que o tempo de falha resultou em um valor maior do que o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Em outras palavras, esses pontos representam as simulações na quais o pilar não sofreu colapso.

Observa-se que os pontos acima da reta TRRF estão distribuídos de forma dispersa, com exceção da Figura 27 (d). Nesta figura, os pontos estão concentrados próximos ao limite inferior da carga de incêndio, ou seja, para que o elemento de aço não falhe é necessário que a carga de incêndio seja mínima. Essa constatação ratifica que a carga de incêndio realmente tem uma influência significativa sobre a resposta do elemento de aço em incêndio.

Figura 6.27: Tempo de falha (min) \times VA





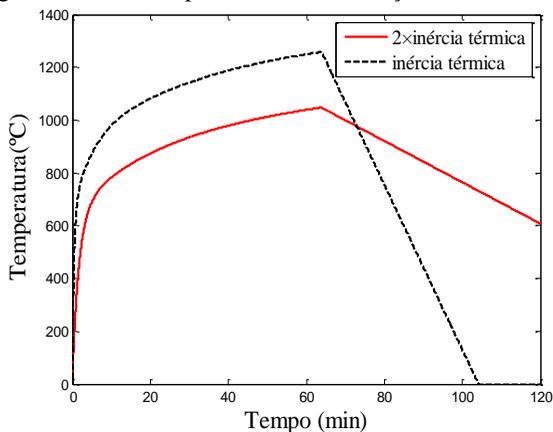
Uma inclinação suave pode ser observada na Figura 6.27 (h). Essa leve inclinação indica que o tempo para a ocorrência da falha durante um incêndio aumenta à medida que a resistência ao escoamento do aço cresce.

Nota-se também na Figura 6.27 (c) que o tempo de falha aumenta de forma linear com o aumento da inércia térmica. Mesmo assim, os maiores valores das propriedades térmica (b) dos elementos de vedação, gerados nas simulações, não foram suficientes para evitar a falha do elemento. Contudo, se a inércia térmica dos materiais de vedação do compartimento possuísse um valor médio mais elevado do que aquele considerado nesse problema, certamente a probabilidade de falha dos elementos estruturais em incêndio diminuiria. Por exemplo, se a inércia térmica média do ambiente fosse dobrada ($847.00 \frac{Ws^{1/2}}{m^2} K$), a P_f para 30

minutos de incêndio seria igual a 6,0%. A redução da probabilidade de falha ocorre porque o compartimento atingirá menores temperaturas, conforme ilustra a Figura 6.28.

Um detalhe observado é que a probabilidade de falha calculada nos três exemplos não considera a probabilidade da ocorrência de um incêndio, nem a probabilidade do sinistro ser extinto por algum dispositivo de proteção e combate ao fogo. Os índices de confiabilidade encontrados pressupõem que o incêndio já ocorreu e os meios de proteção foram insuficientes em sua finalidade. Ou seja, trata-se de probabilidades de falha condicionais a ocorrência do incêndio, maiores do que as probabilidades reais, que poderiam ser obtidas utilizando-se árvores de falha.

Figura 6.28: Curvas paramétricas em função da inércia térmica



7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. CONCLUSÕES

Neste estudo, métodos de análise de confiabilidade foram utilizados para avaliar a probabilidade de falha de elementos estruturais submetidos ao fogo. Para isso, dois módulos de análise foram acoplados: o módulo de confiabilidade e o módulo mecânico.

As propriedades estatísticas das variáveis aleatórias que descrevem as incertezas do problema foram obtidas da literatura e seus valores inseridos no módulo de confiabilidade, juntamente com o critério de falha adotado em cada problema.

Uma análise da confiabilidade estrutural de uma viga de madeira, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, foi realizada para fins de ilustração e de validação do módulo de confiabilidade. Observou-se nesta análise um aumento significativo da probabilidade de falha do elemento quando submetido ao fogo. Contudo, verificou-se que essa probabilidade poderia ser minimizada com a otimização da relação h/b (variação das dimensões da seção transversal da peça).

Após a validação do módulo de confiabilidade, modelaram-se os elementos de aço sem proteção térmica no ANSYS. A partir daí, uma análise da confiabilidade estrutural dos elementos à temperatura ambiente e em situação de incêndio foi realizada.

Os elementos de aço foram dimensionados segundo a NBR 8800:2008 e a probabilidade de falha de cada elemento à temperatura ambiente foi calculada. Em todos os casos notou-se que a probabilidade de falha foi pequena, porém no exemplo da barra de aço observou-se que a probabilidade de falha de 0,125% foi um pouco maior que o máximo valor exigido pelo JCSS (2001). Este fato sugere que, a depender das VAs do problema, os critérios normativos por si só podem ser insuficientes para garantir a segurança estrutural. Constatou-se que a VA que mais contribuiu para a P_f no ponto de projeto foi o carregamento variável. O alto coeficiente de variação dessa VA, provavelmente, foi o responsável pelos altos índices de sensibilidade encontrados nos problemas.

A confiabilidade dos elementos, previamente dimensionados para as condições normais de utilização, foi analisada considerando-os submetidos ao fogo (modelado pela curva natural). Porém antes, o estudo da convergência da probabilidade de falha foi aplicado para determinar o número de simulações adequado para a análise da confiabilidade em incêndio. O estudo indicou que 1.000 simulações de

MCS eram suficientes para garantir a convergência na média com um intervalo de confiança aceitável, uma vez que em situação de incêndio as probabilidades de falha são relativamente altas.

O tempo mínimo requerido de resistência ao fogo (TRRF = 30 minutos) foi calculado segundo a NBR 14432:2000 e utilizado como referência na equação de estado limite. Notou-se que os elementos possuíam uma probabilidade superior a 95,00% de chances de ruína antes dos 30 minutos de incêndio. Essa alta probabilidade de falha é inaceitável, visto que a segurança estrutural seria relativamente pequena e, conseqüentemente, os usuários estariam correndo sério risco de morte. Assim, o projetista deve conhecer os fatores que geram estas altas probabilidades de falha, afim de que se possa aplicar medidas preventivas e de proteção para que sérios danos estruturais sejam evitados.

Constatou-se que à temperatura ambiente, os parâmetros de carregamento são os principais fatores responsáveis para o aumento das chances de falha. Todavia, em um caso excepcional de sinistro, os parâmetros que modelam o incêndio são os principais responsáveis para ocorrência da falha.

Observou-se que a alta carga de incêndio somada com a baixa inércia térmica dos materiais de vedação, e com o fato dos elementos não possuir nenhum tipo de proteção térmica foram os responsáveis pela alta probabilidade de falha dos elementos de aço submetidos ao fogo. Tanto que quando a inércia térmica foi considerada com o dobro do seu valor médio (seção 6.3.3.2), o pilar de aço teve sua probabilidade de falha reduzida de 97,6% para 6,0% de chances de colapsar até os 30 minutos de incêndio, o que indica que a estrutura é susceptível a sobreviver.

Os resultados sugerem o quão interessante pode ser a utilização de materiais de vedação com alta inércia térmica nos projetos de segurança contra incêndio. No entanto, cabe ao projetista avaliar qual a solução mais interessante a ser tomada. Pois, o uso de materiais para a proteção térmica ou algum outro dispositivo de proteção e combate ao fogo também favorece a confiabilidade dos elementos.

Em resumo, observa-se que a análise de confiabilidade estrutural em incêndio fornece dados importantes para a elaboração de projetos seguros, porém ainda são poucos os trabalhos desenvolvidos nessa área. No Brasil, o presente trabalho é o primeiro a realizar uma análise da confiabilidade de elementos estruturais em incêndio, considerando modelos estruturais em elementos finitos.

Nota-se ainda que a utilização do MCS exige um custo computacional excessivo, sendo proibitivo para a maioria dos problemas de engenharia. Logo, o desenvolvimento da análise de confiabilidade de estruturas submetidas ao fogo depende dos avanços computacionais e do desenvolvimento de novas estratégias e métodos para solução eficiente dos problemas. Este trabalho propicia um melhor entendimento destes problemas, bem como fornece algumas informações e sugestões para o desenvolvimento de tais estratégias e métodos.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como recomendação para trabalhos futuros sugere-se:

- (1) a investigação de técnicas de simulação mais eficientes para proporcionar maior eficiência computacional;
- (2) estudo da aplicação do método de MCI considerando pontos de projeto que variam em função do tempo;
- (3) análise da confiabilidade de elementos de concreto e de madeira em situação de incêndio;
- (4) comparação entre as análises de confiabilidade de estruturas em incêndio modelado pela curva padrão e pela curva natural;
- (5) estudo sobre critérios de falha, por meio de análises estruturais considerando não linearidades física e geométrica, que reflitam de maneira mais adequada o colapso da estrutura;
- (6) estudo da análise de confiabilidade de sistemas estruturais, que envolvem interações entre elementos estruturais e que exibem comportamentos de falha mais complexos;
- (7) investigação sobre a variação da probabilidade de falha de elementos de concreto/aço em função da variação das suas dimensões.
- (8) otimização considerando incertezas e incêndio;
- (9) análise da confiabilidade dos elementos estruturais dimensionados pela NBR 14323:2013;
- (10) análise de confiabilidade de estruturas em situação de incêndio por meio da utilização de árvores de falha. Para isso deve-se considerar, por exemplo, probabilidades de ocorrência do incêndio, de extinção do mesmo e de falha da estrutura.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. E119-2000: **standard test methods for fire test of building construction and materials**. Philadelphia: ASCE, 2000.
- ANG, A.H.S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering planning and design: Decision, risk and reliability**. New York: John Wiley & Sons, v. 2, 562p. 1984.
- ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Adaptive Kernel Method for Evaluating Structural System Reliability**, 6th international conference on structural safety and reliability. 1994.
- ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. 2nd. Edition. John Wiley & Sons, 2007.
- ANSYS, **Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications**. Release 14.0. [S.l.]: Ansys Inc., Canonburg, november 2011.
- ASSIS, V. T. **Carga de incêndio em edifícios de escritórios estudo de caso: Belo Horizonte (MG)**. 105 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: **Projetos de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: **Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. Procedimento. Rio de Janeiro. 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas**. Procedimento. Rio de Janeiro. 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13860: **Glossário de termos relacionados com a segurança contra incêndio**. Rio de Janeiro: 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 14323: **Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro. 2013
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Procedimento**. Rio de Janeiro. 2000.
- BAILEY, C. G. **Advances in fire engineering design of steel structures**. Proc Inst. Civil Eng Struct Build 159:21–35, 2006.
- BAILEY, C. G. (2011). **One Stop Shop in Structural Fire Engineering by Manchester University**. Disponível em: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/>. Acessado em 22 de dezembro de 2014.
- BALDWIN, R. The analysis of fire safety. **Accident Analysis & Prevention**, v. 6, n. 3-4, p. 205–222, dez. 1974.
- BECK, A. T., **Curso de confiabilidade estrutural**: notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION - BS 4422: Part 1. **Terms associated with fire Part 1. General terms and phenomena of fire**. 1969.
- BRITISH STEEL (1999). **The Behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire**. Disponível em: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/DataBase/Refeences/MultistoreySteelFramedBuildings.pdf>. Acessado em 21 de dezembro de 2014.
- BUCHANAN, A. H. **Structural Design Fire Safety**. John Wiley & Sons, 2005.

- BUCHER, C. G. **Adaptive Sampling – An Iterative Fast Monte Carlo Procedure**, Structural Safety 5, 119-126. 1988.
- CALDAS, R. B. **Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio**. (Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais) Belo Horizonte 2008.
- CHEUNG, A. B. ; PINTO, E. M. ; CALIL JUNIOR, C. **Confiabilidade estrutural de vigas de madeiras submetidas à flexão em condições normais e em situação de incêndio**. In: Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira EBRAMEM, 2012, Vitória. Anais do Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira EBRAMEM. Vitória: UFV, 2012. v. 1.
- CHOI, K. K.; YOUN, B. D.. **Hybrid analysis method for reliability-based design optimization**. In: Proceedings of DETC'01 ASME 2001 design engineering technical conferences and computers and information in engineering conference, Pittsburgh, Pennsylvania, September, 9-12. 2001.
- CORNELL C.C. **A probability-based structural code**. Journal of the American Concrete Institute 66(12), 974-985, 1969.
- CORREIA, E. V. S. **Comportamento, Análise e Procedimentos de Automatização no Dimensionamento ao Fogo de Estruturas de Aço**. P. 9 (Dissertação de Mestrado). (Universidade Federal do Espírito Santo) Vitória, ES, Brasil. 2007.
- DEHGHANI H., FADAEI M. J. **Reliability-based Torsional Design of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Laminate**. International Journal of Engineering. Vol. 26, N. 10, 2013.
- EAMON, C. D.; JENSEN, E. **Reliability analysis of prestressed concrete beams exposed to fire**. Engineering Structures, v. 43, p. 69–77, out. 2012.

- EAMON C. D.; JENSEN E. **Reliability analysis of reinforced concrete columns exposed to fire**. Fire safety Journal. v. 62, p. 221-229. 2013.
- EAMON, C. D.; ASCE, M.; JENSEN, E. **Reliability Analysis of RC Beams Exposed to Fire**. Journal of Structural Engineering, vol. 139, No. 2, February 1, p. 212–220, 2013.
- ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V. **Probability-based criteria for structural design**. Structural Safety, v. 1, p. 15-26, 1982.
- ELLINGWOOD, B. R. **Load Combination Requirements for fire-resistant structural design**. Journal of fire protection Engineering, p. 42-61, Jan. 18, 2005.
- ERAZO, A. I. R. **Análise da confiabilidade de longarinas de pontes ferroviárias de concreto armado**. 128 p. Dissertação (Mestrado). Programa de pós graduação em Engenharia Civil da PUC-RIO. Rio de Janeiro, 2011.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. ENV 1991-2-2: Eurocode 1: actions on structures – Part 1.2: general actions – **actions on structures exposed to fire**. Brussels: CEN, 2002.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1993-1-2: Eurocode 3 - **design of steel structures**. Part 1-2: general rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2005.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1994-1-2: Eurocode 4 - **design of composite steel and concrete structures**. Part 1-2: General rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2005.
- FELLINGER J. H. H.; BOTH C. K. **Fire resistance: reliability vs. time analyses**. In: Hajjar JF (ed) Proceedings of composite construction in steel and concrete IV ASCE, New York, p. 816–827. 2000.
- FENG, M.; WANG, Y. C. **An experimental study of loaded full-scale coldformed thin-walled steel structural panels under fire conditions**. Fire Safety Journal. 40: 43 - 63. 2005.

- FERNANDES, M. A. S.. **Determinação de esforços resistentes em barras de aço sob incêndio natural compartimentado “one zone”**. 165 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- FRANSSEN, J. M.; KODUR, V.; ZAHARIA, R. **Designing steel structures for fire safety**. CRC Press.; 2009.
- FREITAG, J. K. The fire proofing of steel buildings. London: John Wiley, p. 319. 1899.
- FREUDENTHAL, A. M. **The safety of structures**. Transactions, ASCE; 112. 1947.
- GOMES, W. J. S. **Estudo do efeito de incertezas na otimização estrutural**. 96 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- GRUBITS, S. A Risk-based Equivalence Approach to Fire Resistance Design for Buildings. **Journal of Fire Protection Engineering**, v. 20, n. 1, p. 5–26, 12 fev. 2010.
- GUIMARÃES, P. P. O. **Dimensionamento do revestimento contra fogo de estruturas de aço**. Trabalho final, mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2007. 265 p.
- GUO, Q.; SHI K.; JEFFERS A. E. **Probabilistic Evaluation of Structural Fire Resistance**. Fire Technology, v. 49, n. 3, p. 793–811, 31 ago. 2012.
- GUO, Q.; JEFFERS A. E. **Finite-Elemente Finite-Elemente eliability Analysis of Structures Subjectede to Fire**. J. Structural. Eng. 2014.
- HASOFER A. M.; LIND N. C. **Exact and invariant second moment code format**, J. Eng. Mech. ASCE100, 111-121. 1974.
- HAUKAAS T.; DER KIUREGHIAN A. FERUM: **Finite Element Reliability Using Matlab**. User's guide. University of California, Berkeley. 1999.

HIETANIEMI, J. **Probabilistic Simulation of Fire Endurance of a Wooden Beam**, Structural Safety, v. 29, p. 322-336. 2007.

HOSSER, D.; SCHNETGÖKE, R.; KLINZMANN, C. **Probabilistische Bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Naturbrandbeanspruchung**. Beton- und Stahlbetonbau, v. 103, n. 2, p. 112-118, fev. 2008.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing**. ISO 834. Geneva: ISO/TC, 1990. (ISO 834:1975)

IQBAL S.; HARICHANDRAN R. S. **Capacity reduction and fire load factors for design of steel members exposed to fire**. J. Struct. Eng. 136:1554-1562 9. 2010.

IQBAL S.; HARICHANDRAN R. S. **Capacity reduction and fire load factors for LRFD of steel columns exposed to fire**. Fire Saf. J. 46:234-242. 2011.

JCSS (Joint Committee on Structural Safety). **Probabilistic Model Code – Part 1 – Basis of Design**. 12th draft. 62 p, 2001.

KAEFER E. C. e SILVA V. P. **Análise paramétrica de um incêndio conforme o novo eurocode 1**. Anais do XXIV Iberian latin-american. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Estruturas e Fundações LMC – Laboratório de Mecânica Computacional. São Paulo, SP, Brasil. 2003.

KOO, BENJAMIN, **Brief Note: A Reliability Model for Fire Safety in Structural Steel Members**. Third International Conference On Mathematical Modelling, University of Southern California, Los Angeles, USA, July 29-31, 1981.

KRÜGER, C. M. **Análise de confiabilidade estrutural aplicada às barragens de concreto**. 157 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

- LANGE D.; USMANI A.; TORERO J. **The reliability of structures in fire**. In: Tan KH, Kodur VKR, Tan TH (eds) Proceedings of the 5th international conference on structures in fire Research Publishing Services, Singapore, pp 760–770. 2008.
- LOPES, M. T. A. **Análise de Confiabilidade Aplicada ao Projeto de Reforço à Força Cortante de Vigas em Concreto Armado com Compósitos de Fibra de Carbono**, Tese de Doutorado, Programa Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Estruturas, Pontifícia Católica Universidade do Rio de Janeiro – PUC Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- LUENBERGER D. **Linear and nonlinear programming**. 2nd Ed. Kluwer Academic Publishers, Holanda, 2003.
- MADSEN, H.O., KRENK, S., e LIND, N.C. **Methods of Structural Safety**, Prentice Hall, New Jersey, p. 403, 1986.
- MAGNUSSON S. E., PETTERSSON O. **Rational design methodology for fire exposed load bearing structures**. Fire Safety, J 3:227–241. (1980/1981)
- MAHSULI, M. AND HAUKAAS, T.. **Computer program for multimodel reliability and optimization analysis**. Journal of Computing in Civil Engineering, 27(1), 87–98, 2013.
- MEDEIROS, C. A. **Estatística aplicada à educação**. Brasília: Universidade de Brasília, 2009.
- MELCHERS, R. E. **Load-space Formulation for Time-dependent Structural Reliability**, *Jornal of Engineering Mechanics*. 118, 853-870. 1992.
- MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and prediction**. 2nd, Ed., Wiley. 1999.
- NATAF A. **Détermination des distributions de probabilités dont les marges sont données**. C. R. Helbd SeÂances Acad Sci 255, 42-43.

- NEVES, R. A. **Desenvolvimento de Modelos Mecânico-Probabilísticos para Estruturas de Pavimentos de Edifícios.** 2004, 200f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. 2004.
- NFPA – National Fire Protection Association - NFPA 101A. **Alternative approaches to life safety.** 2014.
- OLSSON A.; SANDBERG G.; DAHLBLOM O. **On Latin Hypercube sampling for structural reliability analysis,** Structural Safety 25, 47-68. 2003.
- PINTO, E. M., **Determinação de um modelo pra taxa de carbonização transversal a grã para a Madeira de *E. citriodora* e *E. Grandis*.** Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos/Instituto de Física de São Carlos/Instituto de Química de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2005.
- PURKIS, J. A. **Fire Safety Engineering - Design of Structures.** Second Edition. Butterworth-Heinemann, 2007.
- RACKWITZ R.; FIESSLER B. **Structural Reliability under combined load sequences,** Computers & Structures 9, 489-494. 1978.
- RAVINDRA, M. K.; GALAMBOS, T. V. **Load and Resistance Factor Design for Steel.** J. Structural Div. 1978.
- ROSENBLATT M. **Remarks on a multivariate transformation,** Ann Math Stat 23, 470-472. 1952.
- RIGOBELLO, R.. **Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço aperticadas em situação de incêndio.** 272 p. Tese (Doutorado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- SANTOS, K. R. M. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo.** Dissertação (Mestrado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

- SEITO, A. I. *et al.* **A Segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008. p. 496
- SERPA, F. B.. **A segurança contra incêndio como abordagem de Conservação do patrimônio histórico edificado: a aplicação do sistema de projeto baseado em desempenho em edifícios históricos em Florianópolis, SC**. 198 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Florianópolis, 2009.
- SHETTY, N. K. *et al.* Fire safety assessment and optimal design of passive fire protection for offshore structures. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 61, n. 1-2, p. 139–149, jul. 1998.
- SHI, K.; GUO, Q.; JEFFERS, A. E. Stochastic Analysis of Structures in Fire by Monte Carlo Simulation. **Journal of Structural Fire Engineering**, v. 4, n. 1, p. 37–46, 1 mar. 2013.
- SILVA, V. P. **Estruturas de aço em Situação de Incêndio**. Zigurate Editora. São Paulo. 2004.
- SILVA, V. P.; RODRIGUES, F. C.; FAKURY, R. H. & PANNONI, F. D. **Incêndio real em um apartamento de interesse social: um estudo de caso**. Rem: Rev. Esc. Minas, Ouro Preto, v. 60, n. 2, p. 315-324, June 2007. Available from <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672007000200014&lng=en&nrm=iso>. access on 18 Oct. 2015. <http://dx.doi.org/10.1590/S0370-44672007000200014>.
- SILVA, V. P. **Projeto de estruturas de concreto em Situação de Incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012**. Editora Blucher. São Paulo. 2012.
- SORENSEN, J. D. **Notes in structural reliability theory and risk analysis**. Aalborg University, 2004.
- TAVARES R. M., **An analysis of the fire safety codes in Brazil: Is the performance-based approach the best practice?**, Fire Safety Journal 44 (2009) 749–755. 2009.

- TORATTI, T.; SCHNABL, S.; TURK, G. Reliability analysis of a glulam beam. **Structural Safety**, v. 29, n. 4, p. 279–293, out. 2007.
- VAN COILE R.; ANNEREL E.; CASPEELE R.; TAERWE L. **Probabilistic analysis of concrete beams during fire**. In: Wald F, Horova K, Jirku J (ed) Proceedings of the international conference on application in structural fire engineering Prazska Technika, Prague, p. 127–132. 2011.
- VAN COILE R.; CASPEELE R.; TAERWE L. **Reliability-based evaluation of inherent safety presumptions in common fire safety design**. *Engineering Structural* 77, p. 181-192. 2014.
- VARGAS M. R. e SILVA, V. P. **Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço**. (Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS / Centro Brasileiro da Construção em Aço) Rio de Janeiro, 2003.
- VILA REAL, P. **Incêndio em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural**. Mafra: Edições Orion, 2003.
- WATTS, J. M. & HALL, J. R. **Introduction to Fire Risk Analysis**, The SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, 4th Ed., National Fire Protection Association, Quincy, MA. 2008.
- WANG, Y. C.. **Steel and Composite Structures - Behaviour and Design for Fire Safety**. London: Spon Press, 2002.
- WANG, Z. *et al.* **A time-variant reliability analysis of steel structures at high temperature**. v. 33, p. 1607–1613, 2010.
- WEILERT, A.; HOSSER, D.; KLINZMANN, C. **Probabilistic Safety Concept for Fire Safety Engineering based on Natural Fires**. *Beton- und Stahlbetonbau*, v. 103, n. S1, p. 29–36, abr. 2008.
- ZHANG, C.; LI, G.-Q.; WANG, Y.-C. **Probabilistic analysis of steel columns protected by intumescent coatings subjected to natural fires**. *Structural Safety*, v. 50, p. 16–26, set. 2014.
- ZHANG, Y. & KIUREGHIAN, A. D. **Finite Element Reliability Methods for Inelastic Structures**. Report UCB/SEMM-97/05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 1997.

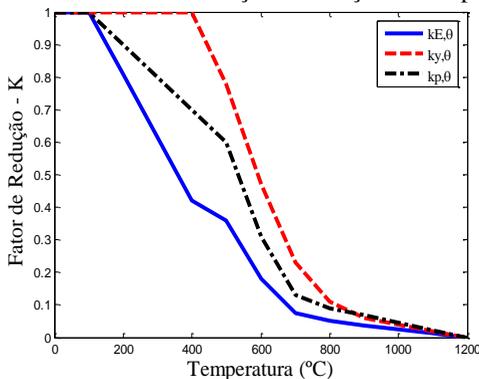
APÊNDICE A: PROPRIEDADES TÉRMICAS E MECÂNICAS DO AÇO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

Para uma análise mecânica em situação de incêndio, os modelos de cálculo devem seguir os princípios da análise estrutural levando em conta os efeitos da temperatura nas propriedades térmicas e mecânicas do material. O aumento da temperatura afeta substancialmente as propriedades térmicas e mecânicas do aço. Estas propriedades descritas na parte 1-2 do Eurocode 3 são apresentadas a seguir.

A.1. LIMITE DE ESCOAMENTO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Quando o elemento de aço é submetido a altas temperaturas as características físicas e químicas do aço se degeneram, conseqüentemente a redução do módulo de elasticidade e da resistência deve ser considerada no dimensionamento da estrutura em situação de incêndio. A Figura A.1 ilustra os fatores de redução, relativos aos valores a 20 °C, para taxas de aquecimento entre 2 °C/min e 50 °C/min.

Figura A.1: Fatores de redução em função da temperatura



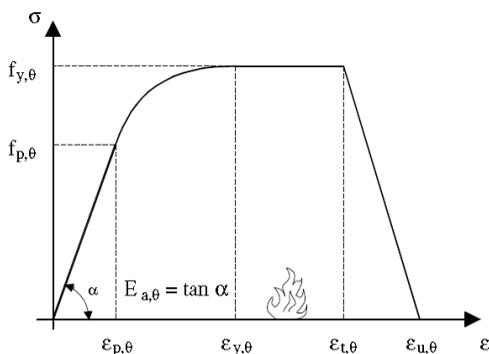
Onde $k_{E,\theta} = E_{\theta}/E$ é o fator de redução do módulo de elasticidade dos aços laminados; $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$ é o fator de redução do limite de escoamento dos aços laminados; e $k_{p,\theta} = f_{py,\theta}/f_p$ é o fator de redução correspondente ao limite de proporcionalidade; sendo que $f_{y,\theta}$ é o limite de escoamento dos aços laminados a uma temperatura θ ; f_y é o valor característico da resistência ao escoamento do aço a 20°C; f_p é a resistência limite em que a tensão é proporcional a

deformação do aço; E_θ é o módulo de elasticidade dos aços laminados a uma temperatura θ ; e E é o módulo de elasticidade a 20°C .

A.2. RELAÇÃO CONSTITUTIVA DO AÇO EM INCÊNDIO

A relação tensão \times deformação do aço em temperaturas elevadas, proposta pelo Eurocode é determinada por meio de ensaio térmico transiente, com taxa de aquecimento de $10^\circ\text{C}/\text{min}$, como ocorre na maioria dos casos reais de estruturas metálicas expostas ao fogo. A Figura A.2 ilustra o gráfico da relação constitutiva do aço utilizada pelo EUROCODE 3 Part 2.

Figura A.2: Relação tensão-deformação do aço em temperaturas elevadas



Fonte: Caldas (2008)

A Figura A.2 ilustra quatro estágios distintos da curva tensão \times deformação. No primeiro estágio observa-se uma resposta linear da relação constitutiva, até que o elemento atinja a tensão de proporcionalidade. No segundo trecho, a curva segue o comportamento elasto-plástico com encruamento. A terceira parte representa o escoamento da barra. E o último estágio da curva é caracterizado pelo decrescimento linear da tensão.

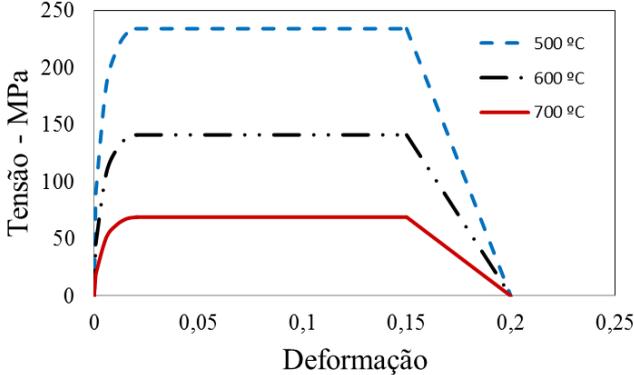
A Tabela A.1 fornece a descrição matemática usada pelo Eurocode para a utilização desse modelo. Para as expressões da tabela A.1, o aspecto do diagrama tensão deformação dos aços estruturais à temperatura $\theta = 500, 600$ e 800°C , toma a configuração apresentada na Figura A.3.

Tabela A.1: Equações da relação constitutiva para uma determinada temperatura θ

ε	Módulo de	Tensão		
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$E_{t,\theta} = E_{a,\theta}$	$\sigma = \varepsilon_{E,\theta}$		
$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta}$	$E_{t,\theta} = \frac{b \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}}$	$\sigma = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$		
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$E_{t,\theta} = 0$	$\sigma = f_{y,\theta}$		
$\varepsilon_{u,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{e,\theta}$	-----x-----	$\sigma = f_{y,\theta} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{u,\theta}}{\varepsilon_{e,\theta} - \varepsilon_{u,\theta}} \right)$		
$\varepsilon = \varepsilon_{e,\theta}$	-----x-----	$\sigma = 0$		
Parâmetros	$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_\theta}$	$\varepsilon_{y,\theta} = 0.02$	$\varepsilon_{u,\theta} = 0.15$	$\varepsilon_{e,\theta} = 0.20$
Funções	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_\theta} \right)$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot E_\theta + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_\theta \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$			

Na Figura A.3, observa-se que os elementos estruturais têm a resistência reduzida com a elevação da temperatura, assim haverá evidentemente uma temperatura que causará o colapso do elemento estrutural. Essa temperatura é denominada de temperatura crítica. Segundo pesquisas essa temperatura crítica é entorno de 500 a 700 °C para pilares e vigas de aço.

Figura A.3: Diagrama tensão-deformação dos aços estruturais



A.3. MASSA ESPECÍFICA E COEFICIENTE DE POISSON

Comumente, os códigos normativos consideram a massa específica e o coeficiente de Poisson do aço independentes da temperatura, podendo ser admitidos como sendo 7850 kg/m³ e 0,3, respectivamente.

A.4. PROPRIEDADES TÉRMICAS

A.4.1. Dilatação Térmica

O alongamento do aço é determinado, conforme as Equações A.1, A.2 e A.3, e a variação da dilatação térmica é ilustrada na Figura A.4.

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

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

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

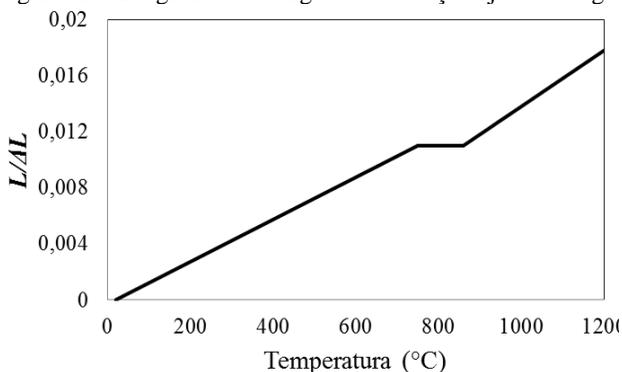
$$\frac{\Delta l}{l} = 1.1 \cdot 10^{-2}, \quad (\text{A.2})$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 6.2 \cdot 10^{-3}, \quad (\text{A.3})$$

em que l é o comprimento a 20°C ; Δl é a expansão térmica do aço provocada pelo aumento de temperatura; e θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

Figura A.4: Diagrama de alongamento do aço sujeito ao fogo



Geralmente, quando se utiliza métodos simplificados de dimensionamento permite-se considerar o alongamento variando linearmente com a temperatura de acordo com a Equação A.4.

$$\frac{\Delta l}{l} = 1.4 \cdot 10^{-6} \cdot (\theta_a - 20), \quad (\text{A.4})$$

A.4.2. Calor Específico

O calor específico é a quantidade de calor necessária para elevar de 1°C a unidade de massa de dado material. A variação do calor específico do aço com o aumento da temperatura pode ser determinada, em $J/kg^\circ\text{C}$, conforme as Equações A.5 a A.8:

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

a

$$c_a = 425 + 7.73 \cdot 10^{-1} \cdot \theta_a - 1.69 \cdot 10^{-3} \cdot \theta_a^2 - 2.22 \cdot 10^{-6} \cdot \theta_a^{-3}, \quad (\text{A.5})$$

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

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}, \quad (\text{A.6})$$

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

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}, \quad (\text{A.7})$$

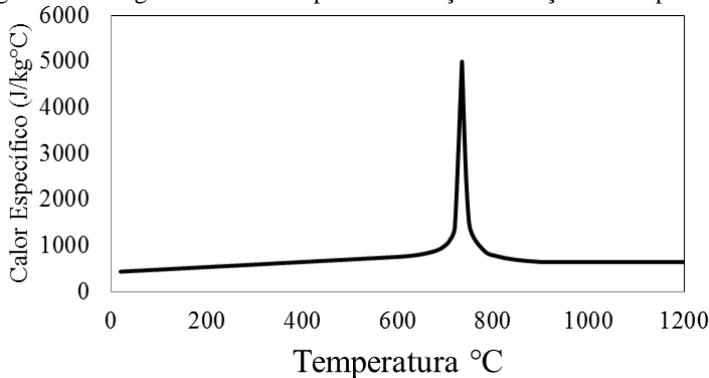
para $900^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$

$$c_a = 650, \quad (\text{A.8})$$

A variação do calor específico dos aços em função da temperatura é ilustrada na Figura A.5.

Normalmente, quando o método simplificado de dimensionamento é utilizado, permite-se considerar o calor específico constante e igual a $650 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$.

Figura A.5: Diagrama do calor específico do aço em função da temperatura



A.4.3. Condutividade Térmica

A propriedade da condutividade térmica mede a capacidade do material em conduzir calor. A variação da condutividade térmica com o aumento da temperatura pode ser determinada em $W/m^{\circ}C$ da seguinte forma:

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

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot \theta_a, \quad (A.9)$$

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

$$\lambda_a = 27.3, \quad (A.10)$$

Esta variação de condutividade é apresentada graficamente na Figura A.6. Se métodos simplificados forem aplicados, permite-se considerar a condutividade térmica do aço constante, e igual a $40 W/m^{\circ}C$.

Figura A.6: Condutividade térmica do aço em função da temperatura

