

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

NÍCOLAS ALVES DE OLIVEIRA SOUTO

**APLICAÇÃO DE CONFIABILIDADE AO ESTUDO DE ELEMENTOS DE AÇO
COMPRIMIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Maceió
2015

NÍCOLAS ALVES DE OLIVEIRA SOUTO

**APLICAÇÃO DE CONFIABILIDADE AO ESTUDO DE ELEMENTOS DE AÇO
COMPRIMIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Toledo de Lima Junior

Maceió
2015

Catlogação na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico
Bibliotecário Responsável: Valter dos Santos Andrade

S728a Souto, Nícolas Alves de Oliveira.
Aplicação de confiabilidade ao estudo de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio / Nícolas Alves de Oliveira Souto. – Maceió, 2015.
117 f. : il., grafs. e tabs.

Orientador: Eduardo Toledo de lima Junior.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Maceió, 2015.

Bibliografia: f. 112-117.

1. Estruturas metálicas. 2. Confiabilidade estrutural. 3. Altas temperaturas.
4. FORM. I. Título.

CDU: 624.014.2



APLICAÇÃO DE CONFIABILIDADE AO ESTUDO DE ELEMENTOS DE AÇO COMPRIMIDOS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

NÍCOLAS ALVES DE OLIVEIRA SOUTO

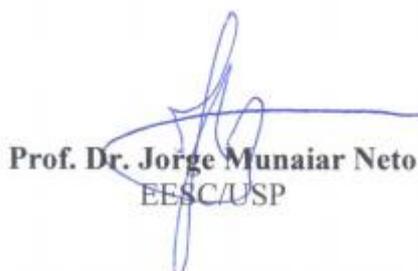
Dissertação submetida à banca examinadora do programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 10 do mês de setembro do ano de 2015.

Banca Examinadora:


Prof. Dr. Eduardo Toledo de Lima Junior
Orientador – CTEC/UFAL


Prof. Dr. Luciano Barbosa dos Santos
CTEC/UFAL


Prof. Dr. Wayne Santos de Assis
CTEC/UFAL


Prof. Dr. Jorge Munaiar Neto
EESC/USP

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus por sempre guiar meus passos e iluminar meu caminho.

Agradeço ao meu pai, Nilton, e a minha mãe, Espedita, por terem acreditado em mim, pela luta, confiança e dedicação ao me dar suporte necessário para que eu pudesse traçar meu futuro seguindo todos os seus ensinamentos. Agradeço também ao meu irmão Nilton Júnior e minha irmã Luiza e toda a minha família pela presença em todos os momentos da minha vida.

Um agradecimento especial a minha namorada, Danúbia Teixeira Silva, que foi a pessoa mais presente em todas as conquistas e dificuldades durante esses dois anos como aluno de mestrado.

Agradeço a todos meus amigos da graduação e aos do PPGEC com os quais batalhei ao longo desses últimos 7 anos.

Agradeço ao professor Eduardo Toledo pela amizade, paciência e disponibilidade, que me foi dado não só como orientação desse trabalho, como também orientação para a vida.

Agradeço sempre ao professor Roberaldo Carvalho, pois desde o trabalho realizado na tutoria do PET segue até hoje sendo um grande tutor e exemplo de vida.

Agradeço ao professor Luciano Barbosa pela amizade, por toda a colaboração e por sempre me encorajar a trabalhar com estruturas de aço.

Por fim, agradeço a todos os professores do PPGEC, pois graças aos conhecimentos transmitidos pude evoluir para vencer os desafios que possam surgir na minha vida profissional.

RESUMO

A exposição de elementos estruturais de aço a campos de alta temperatura induz alterações em suas propriedades mecânicas, penalizando a capacidade portante desses elementos. Atualmente o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio é tratado pela norma ABNT NBR 14323:2013. Os códigos que normatizam o projeto de estruturas apresentam, em sua maioria, procedimentos determinísticos ou semi-probabilísticos, baseados em coeficientes parciais de segurança, não permitindo uma avaliação exata dos estados limites das estruturas. A análise de confiabilidade permite a consideração das incertezas associadas ao problema, desde variações nas propriedades dimensionais e mecânicas do elemento estrutural até a intensidade dos carregamentos e probabilidade de ocorrência de seus valores extremos. Neste tipo de abordagem, a probabilidade de falha da estrutura pode ser prevista, com valor adequado, ainda na fase de projeto. Nesse contexto, as variáveis de projeto são descritas de forma estatística a partir da escolha de um modelo de distribuição estatística que represente os dados amostrados. O presente trabalho tem por objetivo realizar um estudo sobre os níveis de confiabilidade associados ao dimensionamento de pilares de aço comprimidos em situação de incêndio segundo a norma supracitada, verificando sua aceitabilidade frente às recomendações da literatura relacionada ao tema, além de ilustrar uma metodologia alternativa de dimensionamento, baseada na busca de um índice de confiabilidade alvo.

Palavra-chave: Estruturas metálicas. Confiabilidade estrutural. Altas temperaturas. FORM.

ABSTRACT

The exposure of steel structural elements to high temperature fields induces changes in its mechanical properties, penalizing the bearing capacity of these elements. Currently, the design of steel structures in fire situation is treated by ABNT NBR 14323: 2013. The codes that deal to structural design are mostly based on deterministic or semi-probabilistic procedures, based on partial safety factors, not allowing an accurate assessment of limit states of structures. The reliability analysis applied to the structural design can assess the uncertainties associated to the problem, since variations in the mechanical and geometrical properties of the element to the intensity of load and probability of occurrence of extreme values through the structure lifetime. In this reliability-based framework, the probability of failure of the structure can be predicted still in the design stage. In this context, design variables are described as random variables, within the choice of an adequate distribution model to represent statistical data. This work aims to develop a study on the safety levels associated with the design of compressed steel columns exposed to fire, according to the Brazilian code, in order to verify its applicability face to the related literature recommendations. It is also presented an alternative design procedure based on the search of a target reliability index.

Keywords: Steel structures. Structural reliability. High temperatures. FORM.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estrutura metálica exposta ao incêndio - Boate Maikai em Maceió.	21
Figura 2.1 – Curva temperatura x tempo de um incêndio real.	34
Figura 2.2 – Modelo de um incêndio natural.	35
Figura 2.3 – Curva temperatura x tempo do modelo do incêndio-padrão.	37
Figura 2.4 - Temperatura dos gases em função do tempo.	38
Figura 2.5 – Fluxo de calor através de uma parede.	39
Figura 2.6 – Movimentação de ar em uma sala devido às correntes convectivas.	39
Figura 2.7 – Variação dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade dos aços com a temperatura.	42
Figura 2.8 – Alongamento do aço em função da temperatura.	43
Figura 2.9 – Calor específico do aço em função da temperatura	43
Figura 2.10 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.	44
Figura 2.11 – Método do tempo equivalente.	49
Figura 3.1 – Fluxograma para o dimensionamento de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio seguindo as recomendações do método simplificado da ABNT NBR 14323:2013.	61
Figura 3.2 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil CS 300 x 62.	64
Figura 3.3 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil CS 500 x 172.	65
Figura 3.4 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil HEB 500.	65
Figura 4.1 – Ilustração simplificada das funções de distribuição de probabilidade de falha, dos esforços solicitantes e dos esforços resistentes.	69
Figura 4.2 – Distribuição de probabilidade da função de estado limite normal padrão.	70
Figura 4.3 – Função densidade de probabilidade conjunta.	71
Figura 4.4 – Representação gráfica do método FORM.	73

Figura 5.1 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. F_y	83
Figura 5.2 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. E	84
Figura 5.3 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. D	84
Figura 5.4 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. L	84
Figura 5.5 – Variação do Índice do Confiabilidade com o Índice de Esbeltez para o perfil CS 300x76. 92	
Figura 5.6 – Fator de Importância das V.A. para o perfil CS 300x76.....	92
Figura 5.7 – Fator de Importância das V.A., sem a V.A. L , para o perfil CS 300x76.	93
Figura 6.1 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = L$	96
Figura 6.2 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = L$	97
Figura 6.3 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = L$	97
Figura 6.4 – Fator de importância – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = L$	98
Figura 6.5 – Fator de importância – Perfis soldados CS com predisposição a instabilidade local para $D = L$	98
Figura 6.6 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = 0,5 L$	100
Figura 6.7 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = 2 L$	100
Figura 6.8 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = 0,5 L$	101
Figura 6.9 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = 2 L$	101
Figura 6.10 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = 0,5 L$	102
Figura 6.11 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = 2 L$	102
Figura 6.12 – Fator de importância da V.A. – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = 2 L$	103
Figura 6.13 – Fator de importância da V.A. – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = 0,5 L$	103
Figura 6.14 – Índice de confiabilidade para perfis CS sem predisposição a instabilidade local para diferentes temperaturas.....	105

Figura 6.15 – Índice de confiabilidade para perfis CS com predisposição a instabilidade local para diferentes temperaturas.	106
Figura 6.16 – Fluxograma para o método de dimensionamento probabilístico proposto.	109
Figura 6.17 – Pilar submetido a esforço de compressão.	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Evolução do índice de confiabilidade.....	30
Tabela 2.1 - Temperatura dos gases em função do tempo.....	37
Tabela 2.2 – Fatores de redução para o aço.....	41
Tabela 2.3 – Isenções de verificação de segurança estrutural, conforme ABNT NBR 14432:2000.....	45
Tabela 2.4 – Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção.....	46
Tabela 2.5 – Tempos requeridos de resistência ao fogo de acordo com a profundidade do subsolo e altura da edificação conforme a ABNT NBR 14432:2000.....	48
Tabela 2.6 – Temperatura do aço sem proteção térmica em função do fator de massividade, conforme o modelo do incêndio-padrão.....	51
Tabela 3.1 – Fatores de redução para o aço.....	57
Tabela 3.2 – Fatores de redução para o aço.....	59
Tabela 3.3 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações do EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005).....	63
Tabela 3.4 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações da ABNT NBR 14323:2013.....	63
Tabela 3.5 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações da AISC (2005).....	64
Tabela 5.1 – Variáveis aleatórias e suas distribuições.....	83
Tabela 5.2 – Índices de confiabilidade limite para determinadas classes de risco.....	86
Tabela 5.3 – Valores para os fatores de redução p1, p2, p3 e p4.....	89
Tabela 5.4 – Índices de confiabilidade limite para situação de incêndio.....	89
Tabela 5.5 – Resultados confiabilísticos do problema.....	91
Tabela 6.1 – Coeficientes de ponderação.....	94
Tabela 6.2 – Índice de confiabilidade, probabilidade de falha e temperatura crítica para perfis CS considerando $D = L$	96
Tabela 6.3 – Índices de confiabilidade para diferentes temperaturas.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS

- A : Área da seção transversal
- A_{ef} : Área da seção líquida efetiva
- A_g : Área bruta da seção transversal da barra
- A_{fi} : Área de superfície do compartimento em situação de incêndio
- b : Comprimento da aba do perfil
- b_{ef} : Largura efetiva da aba do perfil
- b_f : Comprimento da mesa do perfil
- C : Calor específico
- C_a : Calor específico do aço
- C_p : Calor específico da proteção
- C_t : Coeficiente de redução no cálculo da área líquida efetiva
- C_w : Constante de empenamento da seção transversal
- d : Altura externa do perfil
- D : Carga permanente
- e_p : Espessura de proteção
- E : Módulo de elasticidade longitudinal a temperatura ambiente
- E_θ : Módulo de elasticidade longitudinal a uma dada temperatura
- $E_{a,fi}$: Valor de cálculo dos efeitos em situação de incêndio
- f_y : Resistência ao escoamento dos aços a temperatura ambiente
- $f_{y,\theta}$: Resistência ao escoamento dos aços a uma dada temperatura

f_u : Tensão de ruptura do aço

F : Fator de Massividade

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

$F_{sd,fi}$: Esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio

$F_{Xi}(\cdot)$: Função cumulativa da variável X_i

$f_{Xi}(\cdot)$: Função densidade da variável X_i

G : Módulo de elasticidade transversal

h_w : Altura interna do perfil

H_c : Coeficiente de convecção

I_x : Momento de inércia em relação ao eixo x

I_y : Momento de inércia em relação ao eixo y

J : Constante de torção da seção transversal

$k_{y,\theta}$: Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados

$k_{E,\theta}$: Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados

$k_{\sigma,\theta}$: Fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços sujeitos à flambagem local

K_{sh} : Fator de correção para o efeito do sombreamento

l : Comprimento

l_{fl} : Comprimento de flambagem, determinado no projeto à temperatura ambiente

L : Matriz triangular inferior, resultado da decomposição de Cholesky

- L : Carga Variável
- m : Vetor das médias das variáveis aleatórias
- $N_{c,Sd}$: Força axial de compressão solicitante de cálculo
- $N_{c,Rd}$: Força axial de compressão resistente de cálculo
- N_e : Força axial de flambagem elástica
- O : Fator de abertura
- P_f : Probabilidade de falha
- $P_{f,fi}$: Probabilidade de falha do problema em situação de incêndio
- P_{fi} : Probabilidade de ocorrência de incêndio
- p_t : Probabilidade de falha do problema estrutural em situação de incêndio
- p_1 : Probabilidade de incêndio grave (por m² e por ano)
- p_2 : Fator de redução adicional, dependendo dos tipos de bombeiros e do tempo entre alarme e intervenções dos bombeiros
- p_3 : Fator de redução associado à existência de detecção automática de incêndio (por fumaça ou calor) ou de alarme de transmissão automática
- p_4 : Fator de redução associado à existência de sistema de sprinkler
- Q : Fator total associado à flambagem local
- $q_{fi,k}$: Valor característico da carga de incêndio específico
- r_p : Densidade da Proteção
- r : Raio de giração
- R : Esforço resistente
- R_d : Valor de cálculo do correspondente esforço resistente

r_a : Densidade do Aço

$R_{d,fi}$: Valor de cálculo do correspondente esforço resistente em situação de incêndio

S : Esforço solicitante

S_d : Valor de cálculo do esforço atuante

$S_{d,fi}$: Valor de cálculo do esforço atuante em situação de incêndio

t : Tempo

t_{eq} : Tempo equivalente de exposição ao fogo

u : Perímetro

W : Fator que depende da ventilação e do pé-direito do compartimento em estudo

χ : Fator de redução associado à resistência à compressão

χ_θ : Fator de redução associado à resistência a uma dada temperatura

χ_{fi} : Fator de redução de resistência em situação de incêndio

γ_{a1} : Coeficiente de ponderação aplicado a resistência do aço

$\gamma_{a1,fi}$: Coeficiente de ponderação aplicado a resistência do aço em situação de incêndio

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente de ponderação aplicado a resistência do aço em situação de incêndio

ρ_a : Massa específica do aço

φ : Fluxo de calor por unidade de área

Δt : Intervalo de tempo

γ_g : Coeficiente de ponderação das ações permanentes

γ_n : Coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa

- γ_s : Coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação
- Δl : Expansão térmica do aço provocada pelo aumento de temperatura
- θ_a : Temperatura do aço
- θ_o : Temperatura do ambiente antes do início do aquecimento
- θ_g : Temperatura dos gases
- λ_a : Condutividade térmica
- λ_o : Índice de esbeltez reduzido
- $\lambda_{o,\theta}$: Índice de esbeltez reduzido para uma dada temperatura
- $\lambda_{o,fi}$: Índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio
- β : Índice de confiabilidade
- σ : Matriz dos desvios padrão das variáveis aleatórias
- $\Phi(\cdot)$: Função cumulativa da distribuição normal padrão
- $\phi(\cdot)$: Função densidade da distribuição normal padrão
- μ_x^N : Média da normal equivalente no ponto X_i^*
- σ_x^N : Desvio padrão da normal equivalente no ponto X_i^*

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
EN	European Committee for Standardization
ISO	International Organization for Standardization
JCSS	Joint Committee on Structural Safety
LRFD	Load Resistance Factor Design
NBR	Norma Brasileira
NFSC	Natural Fire Safety Concept
ECSC	European Coal and Steel Community
NBS	National Bureau of Standards

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	Considerações Iniciais	20
1.2	Objetivo	23
1.3	Justificativa	23
1.4	Métodos	24
1.5	Delimitações	25
1.6	Estrutura da Dissertação	26
1.7	Breve Histórico	27
1.7.1	A Evolução das Normas de Projeto.....	27
1.7.2	Estruturas de Aço em Situação de Incêndio	28
1.7.3	Confiabilidade Estrutural Aplicada a Verificação de Estruturas em Situação de Incêndio	30
2	O INCÊNDIO E SUA AÇÃO NAS ESTRUTURAS DE AÇO	34
2.1	O Incêndio	34
2.1.1	O Modelo do Incêndio Natural.....	35
2.1.2	O Modelo do Incêndio-Padrão	36
2.2	Transferência de Calor	38
2.3	Propriedades Mecânicas do Aço no Incêndio	40
2.3.1	Limite de Escoamento e Módulo de Elasticidade	40
2.3.2	Massa Específica e Coeficiente de Poisson.....	42
2.3.3	Alongamento	42
2.3.4	Calor Específico	43
2.3.5	Condutividade Térmica	43
2.4	Temperatura na Estrutura de Aço	44
2.4.1	Exigências para Verificação	44
2.4.2	Fator de Massividade.....	46

2.4.3	Tempo de Resistência ao Fogo.....	47
2.4.3.1	Método Tabular	47
2.4.3.2	Método do tempo equivalente	49
2.4.4	Determinação da Temperatura Atuante	50
3	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	52
3.1	Recomendações da ABNT NBR 8800:2008 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos.....	52
3.2	Recomendações da ABNT NBR 14323:2013 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio	54
3.2.1	Perfis não Sujeitos à Flambagem Local	55
3.2.2	Perfis Sujeitos à Flambagem Local	56
3.3	Recomendações do EUROCODE 3 - Parte 1.2 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio	56
3.4	Recomendações AISC (2005) para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio	58
3.5	Combinação Última das Ações	59
3.6	Roteiro Simplificado de Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos Pelo Método Simplificado da ABNT NBR 14323:2013	60
3.7	Comparativo entre os Métodos de Dimensionamento	61
3.7.1	Dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008	62
3.7.2	Verificação da situação de incêndio	62
3.7.3	Análise dos Resultados	64
4	CONCEITOS EM CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	67
4.1	Problema Básico da Confiabilidade	69
4.2	Método de Confiabilidade de Primeira Ordem, FORM (First Order Reliability Method)	71
4.2.1	Transformação de Variáveis - Transformação de Nataf.....	73
4.2.1.1	Aproximação normal.....	74
4.2.2	Busca do Ponto de Projeto.....	75
4.2.3	Algoritmo do Método FORM.....	77

4.2.4	Fator de Importância das Variáveis Aleatórias.....	78
4.3	Calibração dos Coeficientes Parciais de Segurança	79
5	CONFIABILIDADE ESTRUTURAL APLICADA AS ESTRUTURAS DE AÇO COMPRIMIDAS	81
5.1	Caracterização Estatística das Variáveis de Projeto	82
5.2	Função de Estado Limite para Elementos Comprimidos de Aço em Situação de Incêndio	85
5.3	Índice de Confiabilidade Alvo.....	86
5.4	Aplicação da confiabilidade estrutural no estudo de elementos de aço comprimidos à temperatura ambiente	90
5.4.1	Exemplo de Verificação do índice de confiabilidade.....	90
6	RESULTADOS	94
6.1	Análise do Índice de Confiabilidade no Ponto de Projeto.....	94
6.1.1	Análise para a Proporcionalidade $D = L$	95
6.1.2	Análise para as Proporcionalidades $D = 0,5 L$ e $D = 2 L$	100
6.2	Análise do Índice de Confiabilidade com a Variação da Temperatura	105
6.3	Aplicação de Confiabilidade no Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos em Situação de Incêndio	107
6.3.1	Exemplo de Aplicação.....	109
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
	REFERÊNCIAS	117

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Os procedimentos práticos para projeto estrutural constituem uma importante ferramenta da engenharia de estruturas. Neste tipo de análise busca-se caracterizar através de formulações analíticas o comportamento mecânico do material de modo que ele possa resistir às mais diversas situações. Entretanto, confrontando-se com situações práticas de dimensionamento, inúmeras são as incertezas associadas às variáveis do problema. Variações nas propriedades mecânicas e geométricas do elemento e do carregamento ao longo de sua vida útil podem provocar situações em que as características resistentes do elemento estrutural sejam inferiores às solicitações. Desse modo, o desenvolvimento de normas de projeto requer elementos que absorvam tais variações evitando falhas estruturais. Entre as décadas de 1960 e 1970, a ocorrência de tais falhas levou a comunidade científica a buscar alternativas de projeto, como no trabalho de Cornell (1969) intitulado “A Probability-Based Structural Code” que juntamente a outras publicações viria a evoluir no atual LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) adotado pelas principais normas de projeto estrutural.

Segundo o método LRFD, as normas atuais de dimensionamento consideram as incertezas de projeto através da utilização de coeficientes parciais de ponderação de resistência e de solicitação. Tais coeficientes levam a uma probabilidade de que a estrutura venha a falhar que varia de 10^{-4} a 10^{-6} por ano de utilização, sendo estas classificadas por muitos como normas semi-probabilísticas (SCHNEIDER, 1997). Na teoria de confiabilidade estrutural define-se uma nova variável, denominada índice de confiabilidade (β), cujo valor é diretamente proporcional ao nível de segurança da estrutura em análise, tendo, portanto, um significado oposto ao da probabilidade de falha. Ao propor atender certo valor de β com a utilização de fatores de ponderação de resistência e solicitação, as normas atuais podem apresentar uma variação de probabilidade de falha para diferentes problemas tratados pelas mesmas equações.

Quanto aos materiais utilizados nos elementos estruturais, nas últimas décadas, o uso do aço cresceu significativamente. As estruturas constituídas predominantemente por aço, apresentam diversas vantagens, do ponto de vista estrutural, em relação às de concreto armado e protendido, das quais se pode destacar o alto valor da relação resistência/peso, que proporciona elementos menores e mais resistentes. Em síntese as estruturas de aço são geralmente mais esbeltas, mais

resistentes, de processo construtivo mais rápido, além de possibilitar desmontes e reaproveitamento.

Apesar das vantagens apresentadas, as estruturas de aço oferecem uma limitação importante: a vulnerabilidade ao fogo. Apesar de apresentar considerável resistência a este elemento, os perfis usuais em aço tornam-se mais esbeltos e menos protegidos que os de concreto armado, e, em situação de incêndio, estas estruturas de aço tendem a reduzir sua resistência podendo, a depender da temperatura, atingir o colapso (Figura 1.1).

Figura 1.1 Estrutura metálica exposta ao incêndio - Boate Maikai em Maceió.



Fonte: Tnh1 Notícias, 2012.

Desse modo, estudos sobre a elevação de temperatura em elementos estruturais de aço são cada vez mais importantes. No Brasil, em 1996, foi criado um grupo de estudo que buscou desenvolver critérios para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio (SILVA, 2002). Estes critérios foram apresentados na ABNT NBR 14323:1999 que tomou como principal referência para seu desenvolvimento as recomendações do EUROCODE 3 Parte 1.2 (1995). Entretanto, a nova versão da ABNT NBR 8800:2008, que trata do dimensionamento de estruturas de aço à temperatura ambiente tem como base as recomendações da AISC (2005), tal fato levou ao desenvolvimento de uma nova versão para a norma em situação de incêndio, a ABNT NBR 14323:2013 que adota como referência principal o EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005) e permite a adoção de critérios da ABNT NBR 8800:2008.

Quando o tema é a probabilidade de colapso de um sistema estrutural submetido a incêndio, o número de incertezas associadas ao projeto tende a aumentar, visto que além das características mecânicas, devem ser analisadas as características térmicas do elemento. Se por um lado a

probabilidade das equações de dimensionamento que regem o comportamento mecânico pode não ser atendida, por outro existirão também as probabilidades associadas à ocorrência do incêndio e ao controle deste por seus ocupantes, por sistemas ativos de proteção ou por ação do corpo de bombeiros (ECSC, 2001).

O aumento no número de variáveis que regem o problema de dimensionamento dos elementos comprimidos de aço em situação de incêndio e o fato da nova norma brasileira também ser semi-probabilística, podem levar a uma variação dos níveis de segurança ainda maior do que na situação normal de dimensionamento. Contudo, não existe uma norma brasileira que estabeleça limites mínimos para o índice de confiabilidade adotado em projetos estruturais, sendo as principais referências para tais limites as especificações do EUROCODE (2002) adaptadas para a situação de incêndio através do ECSC (2001).

Na comunidade científica internacional, vários estudos buscam colaborar com uma análise probabilística dos efeitos de incêndio em elementos estruturais, seja através de metodologia para calibração dos atuais coeficientes parciais de segurança, ou ainda com o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento probabilístico, podendo-se citar ECSC (2001), Ellingwood et. al. (1980), JCSS (2001), Iqbal e Harichandran (2011). Entretanto, devido ao fato da ABNT NBR 14323:2013 ser recente o comportamento do índice de confiabilidade das equações propostas pela norma brasileira, bem como os fatores que podem efetivamente influenciar neste comportamento, ainda não foram devidamente explorados. Também não é conhecido se em uma análise confiabilística tal norma leva a níveis de probabilidade de falha aceitáveis quando comparados a recomendações da literatura [ECSC (2001), EUROCODE (2002) e JCSS (2001)].

Portanto, verifica-se uma necessidade de estudar o comportamento do índice de confiabilidade associado às recomendações da nova norma brasileira para a verificação do comportamento mecânico de elementos de aço em situação de incêndio. Além disto, é necessário identificar fatores que levem a uma possível não uniformidade, verificar sua aceitabilidade frente às recomendações mínimas da literatura relacionada ao tema e propor caminhos para contornar possíveis limitações.

1.2 Objetivo

O presente trabalho tem como principal objetivo realizar uma aplicação dos princípios da confiabilidade estrutural na análise das recomendações normativas referentes ao dimensionamento de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio. Tal aplicação será consequência dos seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar deterministicamente as recomendações propostas pela ABNT NBR 14323:2013 através de um comparativo com o EUROCODE 3 (2005) e a AISC (2005).
- Caracterizar o índice de confiabilidade associado às recomendações da ABNT NBR 14323:2013 para a verificação do comportamento mecânico de elementos comprimidos em situação de incêndio, identificando fatores que levem a uma possível não uniformidade e verificar a aceitabilidade de tais índices frente às recomendações mínimas da literatura relacionada ao tema.
- Por fim, propor alternativas de dimensionamento através de uma metodologia para avaliação probabilística de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio adaptando o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013 para a obtenção de um índice de confiabilidade alvo.

1.3 Justificativa

Nota-se que existe um aumento no número de variáveis que regem o problema de dimensionamento dos elementos comprimidos de aço em situação de incêndio, o que pode levar a ABNT NBR 14323:2013 a apresentar variação dos níveis de segurança distinto do que ocorre à temperatura ambiente. Logo, devido ao fato da ABNT NBR 14323:2013 ser recente o comportamento do índice de confiabilidade das equações propostas pela norma brasileira, bem como os fatores que podem efetivamente influenciar neste comportamento, ainda não foram devidamente explorados. Também não é conhecido se em uma análise confiabilística tal norma leva a níveis de probabilidade de falha aceitáveis quando comparados a recomendações da literatura [ECSC (2001), EUROCODE (2002) e JCSS (2001)].

Portanto, justifica-se assim a necessidade de se verificar os padrões de confiabilidade associados à ABNT NBR 14323:2013, identificando os fatores que levem a uma possível não

uniformidade, além de verificar sua aceitabilidade frente às recomendações mínimas da literatura relacionada ao tema e propor caminhos para contornar possíveis limitações.

1.4 Métodos

A ABNT NBR 14323:2013 apresenta recomendações para a utilização de métodos analíticos de cálculo para o dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio podendo este ser realizado por meio do método simplificado de dimensionamento ou pelo método avançado, ou ainda pode-se realizar uma combinação entre ensaios e métodos analíticos. Aqui serão utilizadas as expressões propostas pelo método simplificado tanto para perfis soldados como para perfis laminados, buscando assim abranger uma maior variabilidade de perfis.

Para alcançar os objetivos propostos, pode-se dividir os procedimentos metodológicos em três grandes etapas: Caracterização determinística da ABNT NBR 14323:2013 frente a outras normas de referência; caracterização dos níveis de confiabilidade apresentados pela norma brasileira e desenvolvimento de metodologia de dimensionamento probabilístico.

Etapa 1 - Para a caracterização dos procedimentos determinísticos será observado o comportamento mecânico no ponto de projeto para formulação analítica (método simplificado) fornecida por cada uma das normas analisadas - ABNT NBR 14323:2013, AISC (2005) e o EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005) - e por fim realizar a comparação e interpretação dos resultados.

Etapa 2 - Na caracterização do índice de confiabilidade também é necessário conhecer as equações analíticas da norma, porém aqui as variáveis de projeto serão aleatórias. Neste trabalho serão consideradas como variáveis aleatórias as propriedades mecânicas e geométricas do elemento estrutural e os esforços atuantes. Desse modo, a caracterização do índice de confiabilidade pode ser feita através dos seguintes passos: Estabelecimento das equações de estado limite, utilizadas em análise determinística; caracterização do problema probabilístico através do estabelecimento da função de falha a ser utilizada; seleção e caracterização estatística das variáveis aleatórias; implementação computacional de um método apropriado para tal análise, sendo o método de confiabilidade de primeira ordem - FORM (MELCHERS, 1999) - aqui utilizado; análise e interpretação dos resultados.

Etapa 3 - Por fim, o desenvolvimento da metodologia alternativa de dimensionamento será realizado utilizando o método FORM (MELCHERS, 1999), aqui adaptado para a busca de um índice de confiabilidade dito como alvo – procedimento inverso, a fim de se alcançar valores mínimos estipulados pelas recomendações da literatura ECSC (2001), EUROCODE (2002) e JCSS (2001).

O detalhamento das etapas será realizado nos capítulos que seguem.

1.5 Delimitações

Os estudos propostos por este trabalho tratam do comportamento dos elementos comprimidos em situação de incêndio, não sendo considerados outros tipos de esforços, tais como flexão, torção, dentre outros.

Quanto aos perfis metálicos a serem estudados, optou-se pela análise de perfis I - soldados CS, soldados CVS e laminados W. Justifica-se tal escolha pelo fato de serem perfis comuns no mercado brasileiro e bastante utilizados em ambientes suscetíveis a ocorrência de incêndio.

A aquisição de dados estatísticos pode ser citada como uma das principais dificuldades em trabalhos voltados à confiabilidade estrutural. Nacionalmente a literatura traz poucas informações referentes as características estatísticas dos materiais produzidos no Brasil, diante disto, a caracterização das variáveis aqui estudadas foi realizada com base na literatura internacional.

Será mostrado mais adiante que, quando se analisa de forma confiabilística um problema estrutural em situação de incêndio, além das incertezas relacionadas ao problema mecânico, também existem as incertezas inerentes ao problema térmico. Aqui são consideradas como variáveis aleatórias apenas as relacionadas ao problema mecânico estrutural, em se tratando de um primeiro estudo do tema pelo autor.

Quanto ao método de confiabilidade a ser adotado optou-se pela utilização do método de transformação FORM, visto que se trata de um método de ampla utilização nos trabalhos de confiabilidade, sendo capaz de fornecer resultados satisfatórios, com um baixo custo computacional – para o problema estudado. Outro ponto positivo é o fato de que, além da obtenção do índice de confiabilidade do problema, o método também permite o cálculo dos fatores de importância das variáveis aleatórias envolvidas.

Por fim, a aplicação de confiabilidade será realizada para a situação em que a equação do estado limite é construída tomando-se como referência o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013, portanto, todas as limitações e simplificações deste método consideradas como sendo limitações deste trabalho.

Destaca-se ainda que a metodologia a ser proposta não contempla novos desenvolvimentos no quesito da análise da temperatura atuante na estrutura de aço. Dessa forma, ao se realizar a análise completa, também deve-se considerar nos resultados finais as limitações inerentes aos métodos de caracterização do aquecimento dos gases do ambiente e as limitações características do método utilizado para a determinação da temperatura atuante no elemento estrutural, além da forma com esta afetará suas propriedades térmicas.

1.6 Estrutura da Dissertação

Aqui, tem-se uma síntese dos capítulos apresentados ao longo desta dissertação.

No capítulo 2 são tratados os conceitos básicos relacionados ao incêndio e suas ações nas estruturas de aço. São apresentados os modelos de incêndio natural e o modelo do incêndio-padrão, além de alguns conceitos referentes as características térmicas e mecânicas do aço. Por fim, métodos para a determinação da temperatura atuante em uma estrutura de aço quando em situação de incêndio também são apresentados, levando em consideração as principais recomendações normativas relacionadas ao tema.

No capítulo 3 apresentam-se as principais recomendações normativas internacionais, bem como, a recomendação nacional para o dimensionamento de elementos comprimidos em situação de incêndio pelo método simplificado. Neste também é realizada uma análise comparativa entre as três recomendações apresentadas, fazendo-se assim uma caracterização determinística da atual norma brasileira frente as outras recomendações.

Os conceitos de probabilidade de falha, índice de confiabilidade, entre outros tópicos básicos relacionados a confiabilidade estrutural são introduzidos no capítulo 4. Além disto é apresentado de forma detalhada o método de confiabilidade aplicado no trabalho.

No capítulo 5 realiza-se a conexão entre os conteúdos apresentados nos capítulos 3 e 4, além de apresentar a caracterização estatística das variáveis aleatórias utilizadas no estudo proposto. A metodologia de análise a ser utilizada é descrita, sendo aplicada a um exemplo ilustrativo.

No capítulo 6 são compiladas as informações obtidas nas simulações realizadas neste trabalho. Inicialmente, apresentam-se os resultados obtidos através das duas análises propostas no capítulo 5, bem como a discussão acerca destas. Por fim, é apresentado um modelo para determinação da temperatura crítica de um elemento, que atenda a um índice de confiabilidade alvo, a ser definido pelo projetista.

Por fim, no capítulo 7 são apresentadas considerações a respeito dos resultados obtidos com a dissertação. Neste também são apresentadas sugestões de trabalhos futuros relacionados ao tema.

1.7 Breve Histórico

1.7.1 A Evolução das Normas de Projeto

Como objetiva-se a análise estrutural, o conhecimento do comportamento mecânico de um elemento estrutural e a identificação dos estados limites são fundamentais. Neste tipo de análise, em síntese, define-se como premissa que as capacidades resistentes não sejam superadas pelas solicitações as quais o elemento estará sujeito. Por exemplo, para a situação referente aos elementos de aço comprimidos, tais limites podem ser atingidos para diferentes situações: escoamento da seção, instabilidade global e instabilidade local. Assim, através de formulações analíticas que caracterizavam os estados limites, tornou-se possível realizar este tipo de análise estrutural.

Contudo, o uso de formulações analíticas de modo direto em alguns casos levou a situações em que os esforços resistentes calculados eram superados pelas solicitações, o que em muitos casos ocasionou falhas estruturais. Tal fato ocorria devido principalmente às incertezas relacionadas às variáveis de projeto, como por exemplo: variações de carregamento ao longo da vida útil de um elemento estrutural e variações nas propriedades mecânicas e geométricas. Até a década de 1960, tais incertezas eram consideradas em um único fator de segurança, cujo procedimento era conhecido como o método das tensões admissíveis (ELLINGWOOD, 1988).

O método das tensões admissíveis foi utilizado durante décadas apesar de suas limitações, entretanto, entre as décadas de 1960 e 1980 vários estudos foram publicados a fim de se buscar alternativas de dimensionamento. Em 1978, Ravindra e Galambos publicaram o trabalho denominado “Load and Resistance Factor Design for Steel”, trabalho sustentado em bases

probabilísticas que vinham sendo desenvolvidas e com uma metodologia de dimensionamento em que as incertezas eram consideradas com a utilização de coeficientes parciais de segurança.

Em 1979, alguns pesquisadores reuniram-se para dar início ao trabalho que seria a base estatística para as atuais normas que utilizam o método dos estados limites. Em 1980, foi publicada a NBS edição especial 577 - Development of a Probability-based Load Criterion for American National Standard A58. Entre os principais objetivos do trabalho destaca-se: recomendar um conjunto coeficientes de segurança parciais e combinações de carga para inclusão na norma A58 adequados para todos os tipos de construção civil; fornecer uma metodologia para vários grupos de especificação de materiais para selecionar fatores de ponderação de resistência compatíveis com os requisitos de carga da A58 e seus objetivos de desempenho (ELLINGWOOD et al., 1980).

Ellingwood (1988) destaca que os resultados da NBS edição especial 577 foram implementados pela primeira vez na edição de 1982 do American National Standard A58. Foram ainda adotados como referência em todas as normas e especificações para o projeto em estados limites nos Estados Unidos, incluindo o AISC (edições de 1986, 1994 e 2000), a norma ASCE 16-95 em LRFD para construções em madeira e a norma ACI 318-96.

De modo geral, os parâmetros de carga que foram relatados na NBS edição Especial 577 tiveram uma profunda influência sobre códigos estruturais utilizados em todo o mundo no projeto de edifícios e outras estruturas. As normas dos mais diversos países, incluindo a Austrália, Nova Zelândia, África do Sul, Japão e Europa Ocidental adotaram requisitos de combinação de carga semelhantes para projeto estrutural. O NBS edição especial 577 é reconhecido internacionalmente como o primeiro trabalho utilizando técnicas de análise de combinação de carga baseadas em probabilidade (ELLINGWOOD, 1988).

1.7.2 Estruturas de Aço em Situação de Incêndio

Mundialmente, a utilização do aço como elemento estrutural tornou-se comum na construção de edificações e obras de grande porte. Segundo Pfeil e Pfeil (2008), buscando garantir a segurança da estrutura, os projetos em estruturas metálicas eram baseados em especificações normativas que utilizam o método das tensões admissíveis, quando, como consequência dos estudos supracitados, a partir da década de 1980, os principais códigos normativos para dimensionamento de estruturas metálicas começaram a adotar o método dos estados limites, ou LRFD – Load Resistance Factor Design.

Atualmente, as principais normas que regulamentam o dimensionamento de estruturas de aço são: a canadense, CAN/CSA 516-01; a europeia, EUROCODE 3; a americana, AISC (2005). Todas utilizam o método dos estados limites, entretanto a americana apresenta também considerações a respeito do método das tensões admissíveis (PFEIL e PFEIL, 2008). No Brasil, o dimensionamento de estruturas de aço à temperatura ambiente é tratado pela ABNT NBR 8800:2008, norma que, como destacado por Pfeil e Pfeil (2008), é baseada na americana AISC (2005).

Por outro lado, o aumento no uso do aço como elemento estrutural e a preocupação com a ocorrência de falhas estruturais em situação de incêndio levaram a comunidade científica internacional a desenvolver estudos referentes à resistência deste ao fogo. Nestes buscou-se também o estabelecimento de critérios de projeto para tais situações.

Internacionalmente, o dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio também utiliza o método dos estados limites, sendo as principais recomendações normativas encontradas na AISC (2005) e no EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005). No Brasil, os primeiros estudos relacionados ao tema são destacados por Silva e Fakury (2001). Estes se iniciaram em 1996, através de um grupo criado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e constituído de professores da Universidade de São Paulo, da Universidade Federal de Minas Gerais e da Universidade Federal de Ouro Preto. Em 1999, a ABNT publicou a ABNT NBR 14323 – dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio – e, em 2000, a ABNT NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações.

A ABNT NBR 14323:1999, basicamente, tratava-se de uma adaptação do EUROCODE 3 Parte 1.2 (1995) às Normas Brasileiras ABNT NBR 8800:1986, ABNT NBR 8681:1984 e ABNT NBR 7808:1983. A ABNT NBR 8800:1986 utilizou como referência as múltiplas curvas europeias incorporadas no EUROCODE 3, de modo que a ABNT NBR 14323:1999, seguia as mesmas curvas. Entretanto, com a nova ABNT NBR 8800:2008 que passou a ter como base a norma americana AISC (2005), a comunidade brasileira notou a necessidade de atualização da norma brasileira que trata da situação de incêndio.

Silva e Velarde (2009), sustentados no fato do EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005) apresentar uma curva para dimensionamento de pilares deduzida especificamente para a situação de incêndio, propuseram que a ABNT NBR 14323 continuasse tendo como base a norma europeia. Mais recentemente, a Comissão de Estudo de Estruturas de Aço - CE-02:125.03, elaborou uma nova

norma publicada no ano de 2013, ABNT NBR 14323:2013. A nova norma continuou tendo como base o EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005), entretanto, devido a não consideração dos efeitos de instabilidade local por este, adotou também alguns critérios da norma americana AISC (2005).

1.7.3 Confiabilidade Estrutural Aplicada a Verificação de Estruturas em Situação de Incêndio

As atuais normas de projeto são denominadas semi-probabilísticas, pois, como citado anteriormente, apresentam bases estatísticas no desenvolvimento de seus fatores parciais de segurança. Ellingwood et. al. (1982) mencionam que para uma grande variedade de combinações, um índice de confiabilidade igual a três pode ser considerado satisfatório. Ellingwood (1996) apresenta em seu trabalho uma síntese da evolução do índice de confiabilidade adotado nas regulamentações americanas para o dimensionamento de estruturas de aço, a qual é apresentada na Tabela 1.1. O conceito de índice de confiabilidade será apresentado em mais detalhes no Capítulo 4.

Tabela 1.1 – Evolução do índice de confiabilidade.

Ano	Material	Norma	Índice de confiabilidade (β)
1873	Ferro	-	6,3
1889	Aço (Edificações)	-	5,4
1923	Aço (A7)	1ª Ed. AISC ASD	5,2
1963	Aço (A36)	7ª Ed. AISC ASD	4,0
1972	Aço (A36)	7ª Ed. AISC ASD	2,9
1982	Aço (A36)	8ª Ed. AISC ASD	3,0
1986	Aço (A36)	1ª Ed. AISC LRFD	2,6

Fonte: Ellingwood, 1996.

Por outro lado, muitos autores questionam o fato da utilização de semelhantes coeficientes parciais de segurança para problemas claramente distintos. Por exemplo, na situação de um prédio residencial e no caso particular de uma edificação hospitalar, os coeficientes parciais de segurança seriam semelhantes, apesar da evidente diferença nas consequências de uma falha estrutural, no tocante à capacidade de desocupação nos dois casos. Além disso, existem situações em que uma única equação de dimensionamento pode levar a diferentes valores de índice de confiabilidade para pequenas variações nas características do problema.

Nesta vertente, muitos trabalhos propõem uma análise probabilística que busque a obtenção de um índice de confiabilidade alvo, este, por sua vez, pode ser escolhido dependendo da particularidade de cada problema. Ditlevsen e Madsen (1989) desenvolveram trabalho que viria a dar informação ao JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*) sobre o desenvolvimento de estudos relacionados ao tema.

Ellingwood (1994) analisou a evolução durante duas décadas de projeto estrutural baseado em probabilidade e avaliou as vantagens e deficiências da atual geração de códigos normativos, além de sugerir vários caminhos para novas pesquisas. O autor evidenciou que a análise de confiabilidade estrutural oferece aos projetistas estruturais uma base quantitativa para a tomada de decisão, entretanto, menciona que devido à complexidade na caracterização estatísticas das variáveis os projetistas possuem receio na utilização direta desses métodos.

Dessa forma, a comunidade científica internacional passou a desenvolver trabalhos com maior clareza e tentando criar padronizações para o processo probabilístico. Em 2001, foi publicada primeira versão do *Probabilistic Model Code* pela JCSS. Este documento foi uma primeira tentativa de introduzir conceitos em análise probabilística, e fornecer sugestões para projeto e verificação de estruturas com base em confiabilidade.

Em 2002, *European Committee for Standardization* publicou o EUROCODE – *Basis of Structural Design*, que estabelece os princípios e requisitos para a segurança, a facilidade de manutenção e a durabilidade das estruturas. Além disto, descreve a base para concepção e verificação destas estruturas fornecendo diretrizes para aspectos relacionados com a confiabilidade estrutural. Trata-se de uma das primeiras normas que estabelece limites mínimos de índice de confiabilidade aplicados às estruturas mais usuais, sendo estes especificados para distintas classes de riscos.

Quando o tema refere-se a aplicações de confiabilidade aos elementos de aço em situação de incêndio, vários estudos internacionais foram desenvolvidos. Koo (1982) destacou que o problema de uma estrutura sujeita ao fogo é não determinístico e que de acordo com a circunstância, tal estrutura é projetada e construída com um fator desconhecido de segurança. Assim, o autor utilizou a hipótese de que a probabilidade de falha sempre existe para servir como uma base lógica para uma avaliação da confiabilidade e construção de um modelo matemático para este tipo de problema.

Wong (1999) propôs um trabalho cujo objetivo foi mostrar como a análise confiabilística deve ser aplicada ao projeto estrutural de incêndio, buscando alcançar um desempenho seguro e confiável. O autor realizou aplicações para estruturas constituídas por diferentes materiais, inclusive estruturas de aço, apresentando limites mínimos de índice de confiabilidade para situação de incêndio. Wong (1999) percebeu que os fatores de ponderação únicos utilizados na análise determinística podem fornecer resultados enganosos quando a variabilidade nas propriedades e toda a gama de cenários possíveis não são levadas em conta. Fato agravado na situação de incêndio, na qual o comportamento do fogo e seus efeitos sobre as propriedades dos materiais tem grande dispersão dos dados. Além disso, o autor mostrou como um cálculo determinístico simples pode ser facilmente estendido para uma análise de confiabilidade usando pacotes de software de computador.

Em 2001, foi publicado o primeiro documento completo com bases probabilísticas para projeto de estruturas em situação de incêndio, o *Natural Fire Safety Concept - European Coal and Steel Community* (ECSC, 2001). Neste documento foi estabelecida uma abordagem confiabilística para a análise da segurança estrutural em caso de incêndio que leva em conta as medidas de combate a incêndio ativo e características de fogo real. Os resultados do trabalho foram aplicados em estruturas reais na Espanha, Bélgica, França, Holanda, entre outros.

Ellingwood (2005) forneceu uma base probabilística para combinações de cargas para facilitar a concepção estrutural resistente a incêndios e recomendou combinações de carregamento específicas para essa finalidade. O autor destacou que a análise probabilística é essencial para avaliar a conformidade com os objetivos de desempenho, para a comparação de alternativas, e para fazer o papel da incerteza. Klashorst (2007) analisou a probabilidade de falha de um elemento estrutural em situação de incêndio, mostrando como os princípios da confiabilidade estrutural podem ser aplicados a problemas de melhorando o desempenho estrutural, sem comprometer a segurança.

Iqbal e Harichandran (2010a) apresentaram uma metodologia baseada em análise de confiabilidade para o desenvolvimento de coeficientes parciais de segurança de incêndio para projetos de elementos de aço. Além disso, caracterizaram as incertezas de parâmetros de projeto que afetam significativamente o projeto no incêndio. Restringindo-se a elementos comprimidos, Iqbal e Harichandran (2011), tomando como referência a norma americana AISC (2005), desenvolveram coeficientes parciais de segurança de incêndio para o projeto de colunas de aço expostas ao fogo.

No Brasil, alguns trabalhos se propuseram a realizar aplicações de confiabilidade a normas de dimensionamento estrutural como em Souza Junior (2008), Santiago (2011), Nogueira (2006), entre outros. Restringindo-se a estruturas de aço, Santos (2000) apresentou uma análise de como se comporta a confiabilidade, utilizando o método de simulação de Monte Carlo, para o problema de um perfil “I” soldado, analisado à luz da ABNT NBR 8800:1986. O autor apresentou uma metodologia para uniformizar a confiabilidade para certo estado limite.

Freitas et. al. (2007) realizou um estudo de confiabilidade para vigas de perfil I laminado considerando as recomendações da ABNT NBR 8800:1986 e de sua proposta de revisão, que viria a ser publicada como ABNT 8800:2008. O autor, utilizando FORM, conseguiu mostrar como se comportaram os índices de confiabilidade relacionados a norma, além de propor uma metodologia para a uniformização de tais índices.

Beck e Dória (2008) apresentaram uma evolução do índice de confiabilidade para um problema de compressão baseado nas equações da ABNT NBR 8800:2008, com auxílio de um modelo numérico desenvolvido em elementos finitos. Os autores compararam os resultados obtidos com níveis de referências internacionais, ANSI e EUROCODE. Neste trabalho os autores puderam constatar a não uniformidade nos índices de confiabilidade obtidos pela norma brasileira para problemas com diferente esbeltez, entretanto, tais níveis se apresentaram satisfatórios quando comparados às referências internacionais.

Existe, dessa forma, uma tendência de incorporação de procedimentos confiabilísticos na verificação dos níveis de segurança implícitos nas normas de projeto em estruturas de aço no Brasil. Entretanto, quando o tema é a confiabilidade estrutural aplicada a elementos comprimidos em situação de incêndio, pesquisas nacionais são limitadas.

Assim sendo, para a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio, tem-se uma norma com uma base semi-probabilística, a ABNT NBR 14323:2013, que se trata de uma norma recente, pouco explorada e, por ser uma adaptação de duas outras normas internacionais, com níveis de confiabilidade não conhecidos. Junto a isso, soma-se o fato do comportamento do incêndio ser mais uma incerteza associada ao problema, o que pode influenciar nas variações dos níveis de confiabilidade da norma.

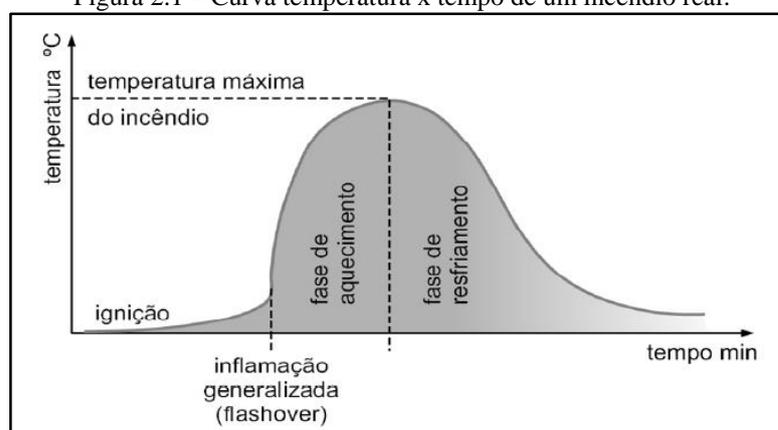
2 O INCÊNDIO E SUA AÇÃO NAS ESTRUTURAS DE AÇO

2.1 O Incêndio

O incêndio é uma ação fora de controle do fogo em um determinado ambiente. Em síntese o fogo necessita de uma fonte de calor, comburente e combustível para existir. Por sua vez, a propagação do incêndio está relacionada às características do meio, no caso das edificações pode-se citar características como: a ventilação, os materiais que a compõe e o estado físico. Neto (1997) cita os locais mais frequentes onde é produzido o incêndio, dentre eles pode-se destacar: lavanderia, armazenagem em geral, centrais de lixo e incineração, central de esterilização, arquivos, cozinha, laboratório e oficinas.

Silva (2004) comenta a importância do modelo de incêndio real, expresso pela variação da temperatura dos gases em função do tempo, para se determinar a máxima temperatura atingida por uma dada estrutura, tal modelo pode ser observado na figura 2.1.

Figura 2.1 – Curva temperatura x tempo de um incêndio real.



Fonte: Silva, 2004.

Na Figura 2.1 observa-se que o primeiro trecho, fase de ignição, representa a etapa em que os gases do ambiente apresentam baixas temperaturas e o incêndio pode ser considerado de baixa magnitude. Nessa etapa, proteções ativas¹ podem ser suficientes para extinguir o incêndio (KIMURA, 2009). Muitos autores denominam essa fase de *pré-flashover*.

Ao final do primeiro trecho existe um ponto denominado de *flashover*, a partir do qual o incêndio passa a ser de grandes proporções e a temperatura dos gases tende a se elevar

¹ Proteção ativa – Tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio (ABNT NBR 14432:2000).

rapidamente até que após toda a queima do combustível inicie-se o último trecho, fase de resfriamento (KIMURA, 2009).

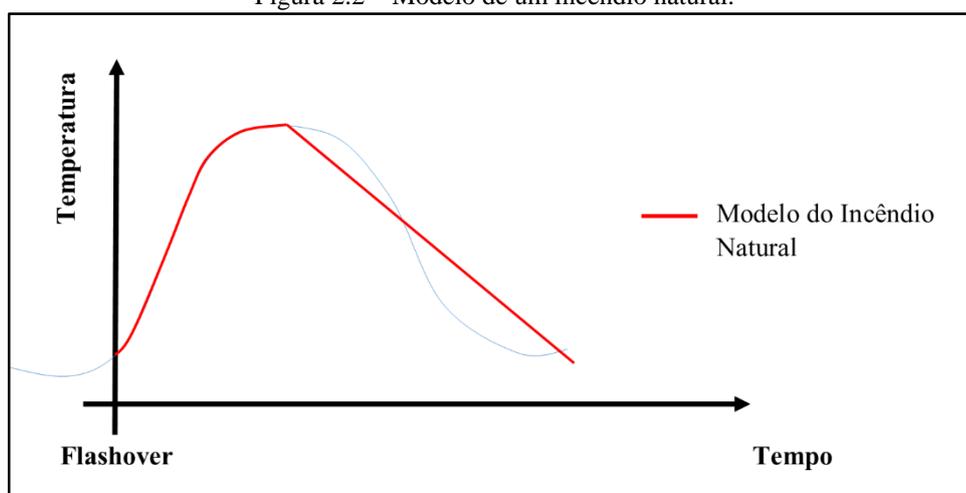
Entretanto, a grande variabilidade dos parâmetros que definem disposições das aberturas, quantidade de cargas combustíveis e fator de ventilação, tornam difícil a determinação da curva do incêndio real. Nota-se então a necessidade de se modelar o incêndio de forma mais simplificada possibilitando considerar os efeitos da ação térmica nos elementos estruturais. Os principais modelos criados foram o modelo do incêndio-padrão e o modelo do incêndio natural, que serão abordados nos tópicos a seguir.

2.1.1 O Modelo do Incêndio Natural

Segundo Silva (2004), a norma sueca SBN foi a primeira a adotar os conceitos de incêndio natural para a determinação da ação térmica em edificações. Por sua vez, atualmente existem dois modelos apresentados pelo EUROCODE 1 - parte 2 para o incêndio natural: o modelo simplificado e o modelo avançado.

A curva que caracteriza o incêndio natural é construída a partir de ensaios de incêndio que simulam a real situação de um determinado ambiente em chamas. Silva (2004) destaca que esses ensaios são realizados em compartimentos sem aberturas, nos quais o incêndio ocorre sem possibilidade de se propagar para fora dele, sendo este ensaio também conhecido como incêndio natural compartimentado.

Figura 2.2 – Modelo de um incêndio natural.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A ABNT NBR 14432:2000 define o incêndio natural como a variação de temperatura que simula o incêndio real, função da geometria, da ventilação, das características térmicas dos

elementos de vedação e da carga de incêndio específica. Este modelo é feito através de uma simplificação das condições do incêndio real, o início do incêndio ocorre a partir do *flashover*, além disto, é realizado um ajuste do último trecho por meio de uma reta, como pode ser visto na Figura 2.2, desse modo, o modelo do incêndio natural aborda tanto a fase de aquecimento quanto a fase de resfriamento.

2.1.2 O Modelo do Incêndio-Padrão

O modelo do incêndio-padrão é caracterizado por admitir que a curva temperatura-tempo dos gases respeite curvas padronizadas, não sendo necessariamente o que ocorre em um incêndio real. Tal curva é bastante utilizada associada a tempos padronizados para se determinar a temperatura das estruturas. A maioria dos autores citam as curvas padronizadas pela ISO 834 e pela ASTM E119 (2000), como as mais recomendadas. A ABNT NBR 14432:2000 destaca a mesma equação que foi proposta pela ISO 834.

A ABNT NBR 14432:2000 define o incêndio-padrão como uma elevação padronizada de temperatura em função do tempo, dada pela Equação 2.1:

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

sendo:

t é o tempo, em minutos;

θ_o é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, em graus Celsius, geralmente tomada igual a 20°C;

θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t .

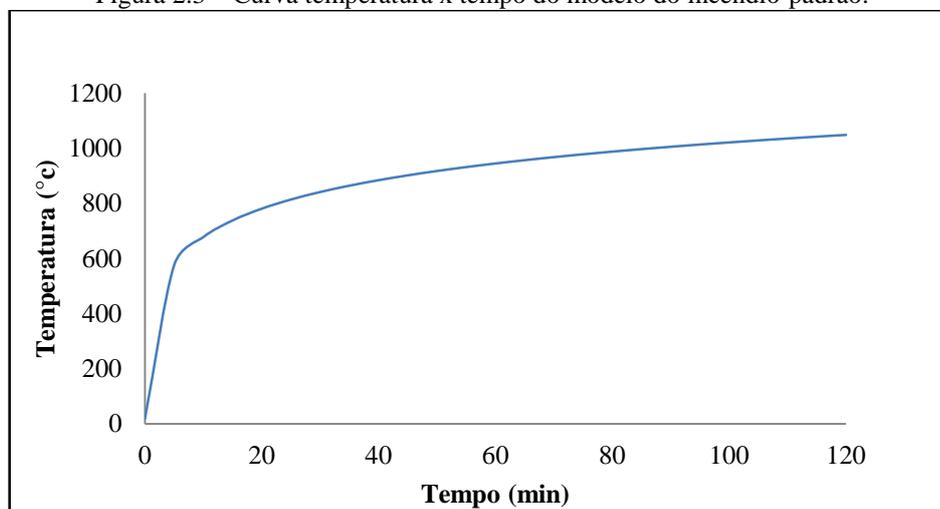
A partir desta equação pode-se construir a curva que caracteriza tal modelo, Figura 2.3.

Na Figura 2.3 nota-se uma das principais características do modelo do incêndio-padrão que é possuir apenas um ramo ascendente, ou seja, nesse modelo as curvas não apresentam fase de resfriamento como ocorre no modelo do incêndio natural. A temperatura dos gases assim aumenta sempre, independentemente das características do ambiente e das cargas de incêndio.

Se comparado ao incêndio real é possível que o modelo do incêndio-padrão apresente temperaturas inferiores, tal fator é compensado pelo fato das curvas do incêndio-padrão se

iniciam na fase de *flashover*, realizando assim um incremento elevado na temperatura dos primeiros minutos do incêndio.

Figura 2.3 – Curva temperatura x tempo do modelo do incêndio-padrão.



Fonte: Elaborada pelo autor.

A ASTM E119 (2000) define que o modelo do incêndio-padrão segue uma curva que respeite os pontos apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Temperatura dos gases em função do tempo.

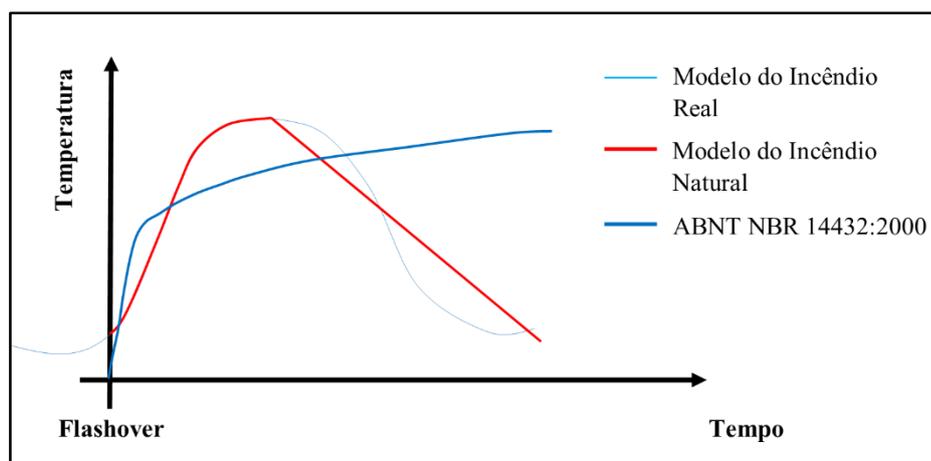
Tempo(min)	Temperatura(°C)	Tempo(min)	Temperatura(°C)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
20	795	75	955
25	821	80	963
30	843	85	971
35	862	90	978
40	878	120	1010
45	892	240	1093
50	905	480	1260

Fonte: ASTM E119 (2000).

A Figura 2.4 apresenta a suposição da curva proposta pela ASTM E119 (2000), como também da curva do incêndio natural e da curva proposta pela ISO 834.

Pode-se observar que tanto no caso do modelo do incêndio natural como no do incêndio-padrão as curvas são iniciadas na fase de *flashover*, ou seja, assume que a temperatura e a velocidade de aquecimento do ambiente em chamas já são características de um incêndio de grandes proporções (KIMURA, 2009).

Figura 2.4 - Temperatura dos gases em função do tempo.



Fonte: Elaborada pelo autor.

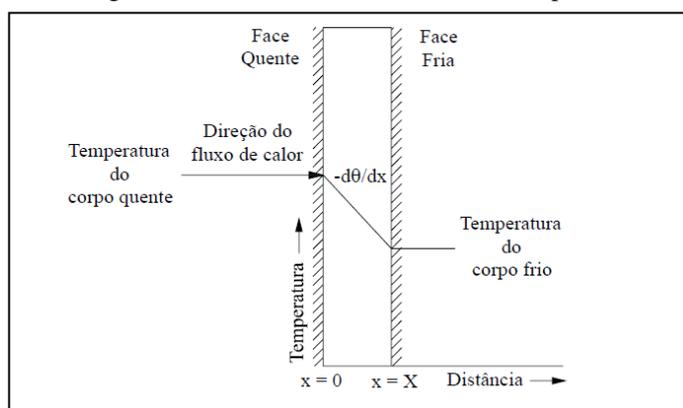
2.2 Transferência de Calor

A existência de uma diferença de temperatura em um determinado sistema provoca uma transferência de calor do corpo mais quente para o corpo mais frio. Pode-se citar três modos de transferência de calor: condução, convecção e radiação.

O termo transferência de calor por condução é usado nos casos em que a transferência de energia ocorrer em um meio estacionário, que pode ser um sólido ou um fluido, em virtude de um gradiente de temperatura.

Segundo Kern (1982) apud Correia (2007), na condução ocorre a transmissão de calor através de um anteparo (material fixo) tal como indicado na figura 2.5 e a direção do fluxo de calor no interior do corpo é ortogonal à parede se as superfícies da parede forem isotérmicas e o corpo for homogêneo e isotrópico.

Figura 2.5 – Fluxo de calor através de uma parede.

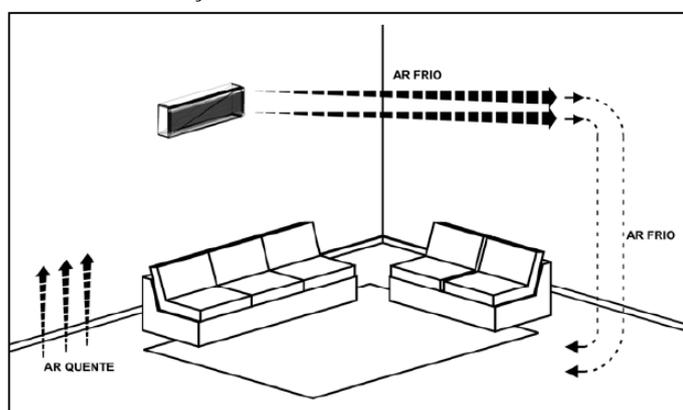


Fonte: Kern (1982) Apud Correia, 2007.

O termo convecção, por sua vez, é usado nos casos em que a transferência de energia ocorrer entre uma superfície e um fluido em movimento em virtude da diferença de temperatura entre eles. Correia (2007) destaca a importância desse processo na propagação do fogo, no transporte ascendente da fumaça e na permanência dos gases quentes no teto ou para fora das janelas do compartimento em situação de incêndio.

A figura 2.6, exemplifica a movimentação do ar devido à transferência de calor por convecção.

Figura 2.6 – Movimentação de ar em uma sala devido às correntes convectivas.



Fonte: Correia, 2007.

Por fim, tem-se o processo de transferência de calor por radiação, que ocorre nos casos em que na ausência de um meio interveniente exista uma troca líquida de energia (emitida na forma de ondas eletromagnéticas) entre duas superfícies diferentes. Este mecanismo de transferência de calor é mais eficiente no vácuo, já que a existência de um meio material a ser atravessado implica na dissipação da energia trocada entre dois corpos afastados (CORREIA, 2007).

2.3 Propriedades Mecânicas do Aço no Incêndio

O aço, assim como os outros materiais, apresenta diversas propriedades e características próprias. Conhecer algumas destas propriedades é fundamental para estudar o comportamento deste material em situações de incêndio. Aqui, será dada ênfase a algumas propriedades mecânicas e térmicas do aço em situações elevadas de temperatura.

2.3.1 Limite de Escoamento e Módulo de Elasticidade

Um dos principais reflexos da ação do fogo nas estruturas de aço é a alteração sofrida em suas propriedades mecânicas. A ABNT NBR 14323:2013 trata destas modificações através da utilização de fatores de redução aplicados as propriedades de resistência ao escoamento e módulo de elasticidade do elemento estrutural. A resistência ao escoamento a uma temperatura qualquer θ_a é relacionada com a resistência ao escoamento a temperatura ambiente (20°C) através de um fator de redução $k_{y,\theta}$ e de um fator de redução $k_{\sigma,\theta}$, por sua vez o módulo de elasticidade a uma temperatura θ_a é relacionado com o módulo de elasticidade a temperatura ambiente através de um fator de redução $k_{E,\theta}$, de modo que:

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (2.2)$$

$$k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,2\theta}}{f_y} \quad (2.3)$$

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (2.4)$$

sendo:

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução para a resistência ao escoamento do aço;

$k_{\sigma,\theta}$ é o fator de redução para a resistência ao escoamento do aço em elementos sujeitos à flambagem;

$k_{E,\theta}$ é o fator de redução para o módulo de elasticidade do aço laminado em elementos sujeitos à flambagem;

$f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ;

f_y é a resistência ao escoamento do aço a temperatura ambiente ($^{\circ}\text{C}$);

E_{θ} é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θa ;

E é o módulo de elasticidade do aço a temperatura ambiente ($^{\circ}\text{C}$).

Tabela 2.2 – Fatores de redução para o aço.

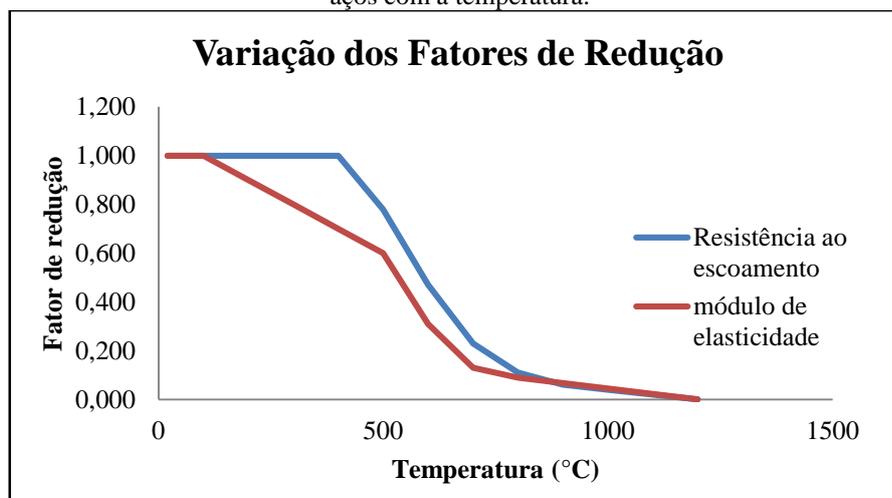
Temperatura do aço. θ_a ($^{\circ}\text{C}$)	Fator de redução para a resistência ao escoamento do aço. $k_{y,\theta}$	Fator de redução para a resistência ao escoamento do aço para elementos sujeitos à instabilidade local. $k_{\sigma,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade do aço laminado. $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000	1,0000
100	1,000	1,000	1,0000
200	1,000	0,890	0,9000
300	1,000	0,780	0,8000
400	1,000	0,650	0,7000
500	0,780	0,530	0,6000
600	0,470	0,300	0,3100
700	0,230	0,130	0,1300
800	0,110	0,070	0,0900
900	0,060	0,050	0,0675
1000	0,040	0,030	0,0450
1100	0,020	0,020	0,0225
1200	0,000	0,000	0,0000

Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

A Tabela 2.2 apresenta os valores propostos pela ABNT NBR 14323:2013 para tais fatores em diferentes temperaturas da estrutura de aço. Através destes valores pode-se esboçar a curva da variação dos fatores de redução com o aumento da temperatura, como pode ser observado na Figura 2.7.

No entanto para situações que divergem das apresentadas pela ABNT NBR 14323:2013, esta admite a utilização de fatores diferentes desde que estes tenham sido obtidos por normas ou especificações estrangeiras ou em ensaios realizados em laboratórios nacionais ou estrangeiros.

Figura 2.7 – Variação dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade dos aços com a temperatura.



Fonte: Elaborada pelo autor.

2.3.2 Massa Específica e Coeficiente de Poisson

Outras propriedades mecânicas destacadas pela ABNT NBR 14323:2013 são a massa específica e o coeficiente de Poisson. A norma brasileira permite que tais características sejam consideradas como independentes da temperatura. Desse modo, a massa específica e o coeficiente de Poisson podem ser considerados iguais a 7850 kg/m³ e 0,3, respectivamente.

2.3.3 Alongamento

A ABNT NBR 14323:2013 define que o alongamento do aço varia com o aumento da temperatura, entretanto, para o caso do método simplificado a norma brasileira possibilita considerar que o alongamento varia linearmente com a temperatura como pode ser observado na Figura 2.8 e na Equação 2.5 observada a seguir:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (2.5)$$

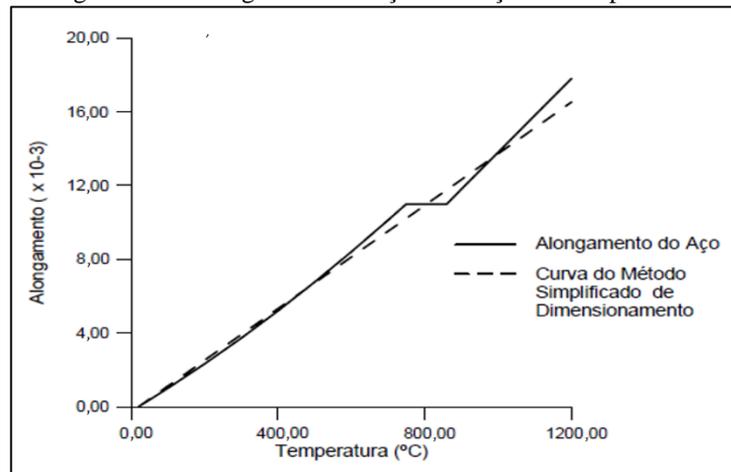
sendo:

l é o comprimento a 20°C;

Δl é a expansão térmica do aço provocada pelo aumento de temperatura;

θ_a é a temperatura do aço, em graus Celsius.

Figura 2.8 – Alongamento do aço em função da temperatura.

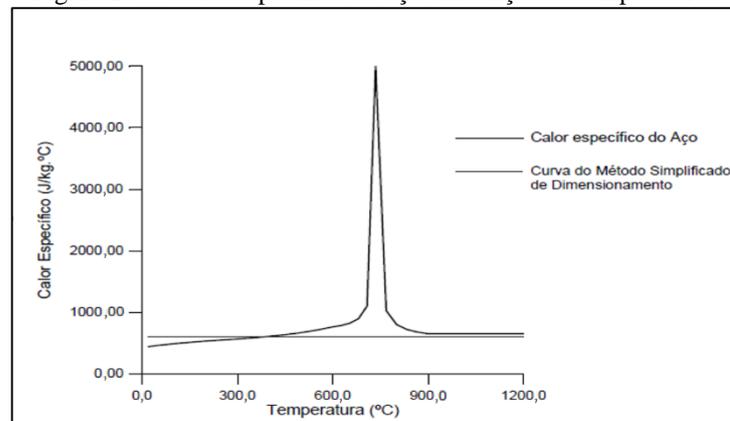


Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.3.4 Calor Específico

O calor específico é quantidade de calor necessário para elevar em 1°C a unidade de massa de um dado material. A ABNT NBR 14323:2013 também estabelece uma série de equações para sua determinação, porém, para o caso do método simplificado permite considerar o calor específico constante (Figura 2.9) e igual a $C = 600 \frac{J}{kg^{\circ}C}$.

Figura 2.9 – Calor específico do aço em função da temperatura .

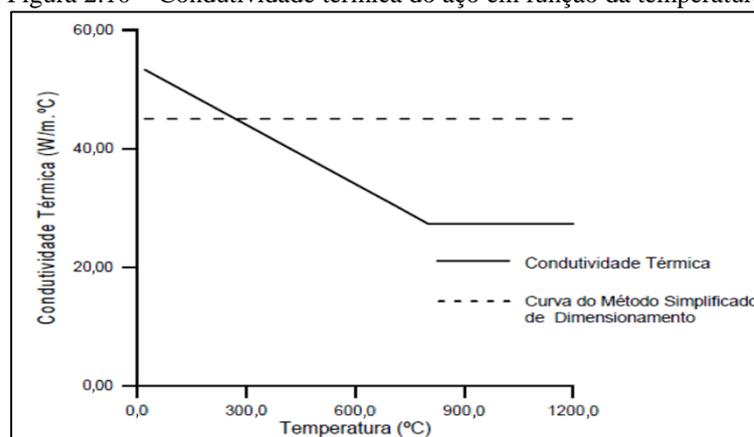


Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.3.5 Condutividade Térmica

A condutividade térmica mede a capacidade do material em conduzir calor. A variação da condutividade térmica pode ser considerada nula para o caso do método simplificado. Em outras palavras, a ABNT NBR 14323:2013 permite a utilização de uma condutividade térmica constante (Figura 2.10) e de valor igual a: $\lambda_a = \frac{45W}{m^{\circ}C}$.

Figura 2.10 – Condutividade térmica do aço em função da temperatura.



Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

2.4 Temperatura na Estrutura de Aço

Quando objetiva-se realizar a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio, esta pode ser feita através do método simplificado, que será abordado mais adiante. Neste método admite-se o modelo do incêndio-padrão para se determinar o comportamento dos gases do ambiente em chamas. Como supracitado tal modelo é caracterizado por apresentar apenas um ramo ascendente, não sendo assim possível determinar a máxima temperatura atingida pelo ambiente.

Tal limitação é suprida pela ABNT NBR 14432:2000 que estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso. Em síntese, pode-se determinar o TRRF, Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Destaca-se que o TRRF se trata de um tempo fictício e não o tempo real para que ocorra a desocupação do ambiente em chamas.

2.4.1 Exigências para Verificação

O dimensionamento, levando em consideração o incêndio, não é obrigatório para todas as estruturas. Segundo a ABNT NBR 14432:2000 é dispensada a verificação do incêndio em elementos que demonstrem que estejam livres da ação do fogo. A ABNT NBR 14432:2000 permite que o elemento estrutural situado no “exterior” do edifício seja considerado livre da ação do incêndio, quando o seu afastamento das aberturas existentes na fachada for suficiente para garantir que a sua elevação de temperatura não o conduzirá ao colapso.

Em situações em que o confinamento de determinado elemento estrutural esteja livre da ação do fogo a ABNT NBR 14432:2000 também permite que o elemento seja considerado livre dessa ação. Um resumo das edificações citadas pela ABNT NBR 14432:2000 que podem dispensar a verificação de incêndio devido à facilidade de desocupação foi elaborado por Silva (2004) e é apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Isenções de verificação de segurança estrutural, conforme ABNT NBR 14432:2000.

Área (m ²)	Uso	Carga de incêndio específica	Altura	Meios de proteção contra incêndio
≤ 750	Qualquer	Qualquer	Qualquer	
≤ 1500	Qualquer	≤ 2000 MJ/m ²	≤ 2 pavimentos	
Qualquer	Centros esportivos Terminais de pass.	Qualquer	≤ 23 m	
Qualquer	Garagens abertas	Qualquer	≤ 30 m	
Qualquer	Depósitos	Baixa	Térrea	
Qualquer	Qualquer	≤ 500 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Industrial	≤ 1200 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Depósitos	≤ 20000 MJ/m ²	Térrea	
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiros automáticos
≤ 5000 m ²	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachadas de Aproximação

Fonte: Silva, 2004.

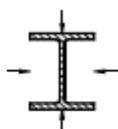
2.4.2 Fator de Massividade

O aumento da temperatura de um elemento estrutural é proporcional ao seu fator de massividade, relação entre a área exposta ao fogo e o volume aquecido do corpo.

Tabela 2.4 – Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção.

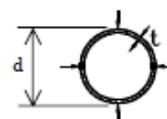
Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$$



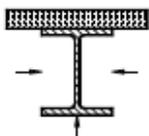
Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)}$$



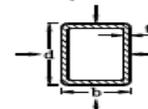
Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$$



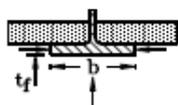
Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$$



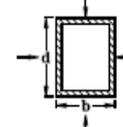
Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$$



Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$$



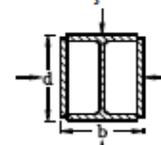
Cantoneira de exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{2+\sqrt{2}}{2t}$$



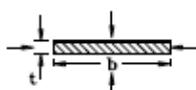
Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$$



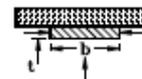
Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{2(b+t)}{bt}$$



Chapa exposta ao incêndio por três lados:

$$\frac{u}{A} = \frac{b+2t}{bt}$$



Segundo a ABNT NBR 14323:2013, para barras prismáticas sem material de proteção térmica, objeto de estudo do presente trabalho, esse fator pode ser expresso pela relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal da barra:

$$F = \frac{u}{A} (m^{-1}) \quad (2.6)$$

tem-se que:

u é o perímetro do elemento estrutural de aço exposto ao incêndio;

A é a área da seção transversal do elemento estrutural de aço.

A Tabela 2.4 foi retirada da ABNT NBR 14323:2013 e mostra o fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção.

2.4.3 Tempo de Resistência ao Fogo

A determinação da temperatura atuante no elemento estrutural é realizada associando o modelo do incêndio-padrão com o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo, TRRF, e com o fator de massividade, ou por meio do modelo do incêndio natural. Tal determinação pode ser realizada através das recomendações da ABNT NBR 14432:2000. A norma permite a utilização de diversos procedimentos para a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo dos quais se pode destacar: o método tabular e método do tempo equivalente.

2.4.3.1 Método Tabular

O método tabular é descrito pela ABNT NBR 14432:2000, que em seu anexo apresenta diversos valores para o TRRF que variam de acordo com a classificação do ambiente. O TRRF mínimo no Brasil para qualquer edificação que necessite da verificação estrutural em incêndio é de 30 min.

A Tabela 2.5 traz a relação entre o uso e a profundidade do subsolo para se determinar os tempos requeridos de resistência ao fogo e também relaciona a ocupação da edificação com a sua altura, com a qual se pode, a depender da classe, determinar os tempos requeridos de resistência ao fogo para os elementos estruturais dessa edificação.

Tabela 2.5 – Tempos requeridos de resistência ao fogo de acordo com a profundidade do subsolo e altura da edificação conforme a ABNT NBR 14432:2000.

Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do Subsolo (m)		Altura da Edificação				
		Classe S ₂ h _s > 10 m	Classe S ₂ h _s ≤ 10 m	Classe P ₁ h ≤ 6 m	Classe P ₂ 6 m < h e h ≤ 12 m	Classe P ₃ 12 m < h e h ≤ 23 m	Classe P ₄ 23 m < h e h ≤ 30 m	Classe P ₅ h > 30 m
Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
Serviço automotivo	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
	G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
	I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósito	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
	J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Fonte: ABNT NBR 14432:2000.

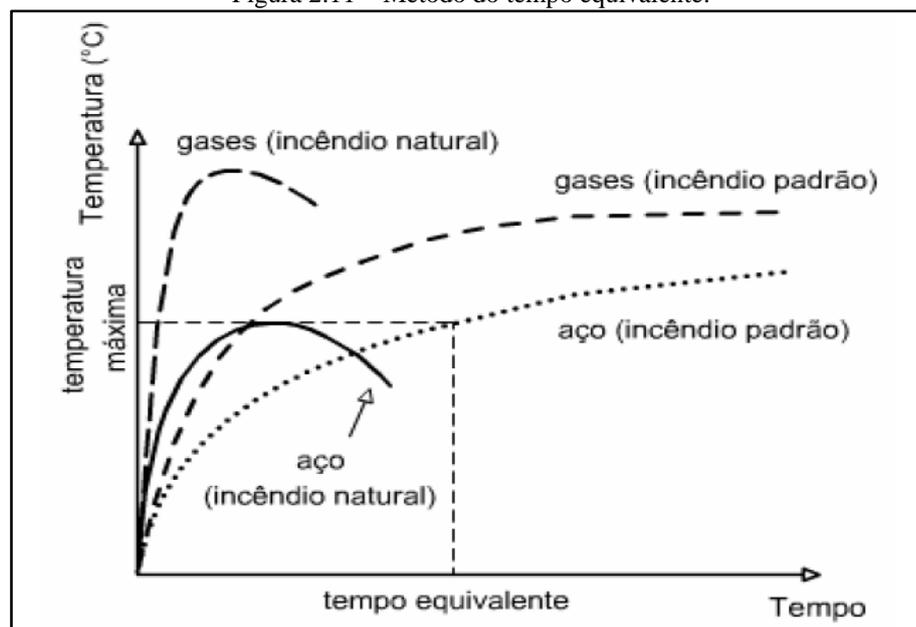
Recomenda-se que para a aplicação em projeto seja consultada a ABNT NBR 14432:2000 para que se possam verificar as classificações das edificações quanto ao seu uso.

2.4.3.2 Método do tempo equivalente

Os ensaios a altas temperaturas de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-fogo, entre outros, são realizados em fornos aquecidos seguindo curvas padronizadas. O método do tempo equivalente é a solução mais utilizada para correlacionar o tempo de resistência ao fogo encontrado nesses ensaios e o tempo na situação real. A ABNT NBR 14323:2013 permite a utilização desse método, sem o detalhar.

Segundo Silva (2004) tal método consiste em calcular a temperatura do aço a partir da curva do incêndio-padrão, para um tempo fictício denominado tempo equivalente. Essa temperatura corresponde à máxima temperatura no aço para a curva natural (Figura 2.11).

Figura 2.11 – Método do tempo equivalente.



Fonte: Correia, 2007.

O TRRF é função de diversas características do sistema em situação de incêndio, tais como: a densidade de carga de incêndio, propriedades térmicas das paredes do compartimento, a altura desse compartimento, as áreas das aberturas horizontais e verticais deste, altura da edificação e dos meios de proteção ativa adotados na construção.

O IT (2008) apresenta a seguinte equação para o cálculo do TRRT:

$$t_{eq} = \gamma_n \gamma_s q_{fi,k} 0,07 W \text{ (min)} \quad (2.7)$$

onde:

$q_{fi,k}$ é o valor característico da carga de incêndio específico;

γ_n é o coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa;

γ_s é o coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação;

W é o fator que depende da ventilação e do pé-direito do compartimento em estudo.

2.4.4 Determinação da Temperatura Atuante

A temperatura do aço aumenta devido à diferença de temperatura existente entre as chamas de um incêndio e o elemento estrutural. Pelo fato do aço apresentar um valor de condutividade térmica elevado, a ABNT NBR 14432:2000 recomenda que a distribuição de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos estruturais seja considerada uniforme.

Assim sendo, para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, através da Equação 2.8 pode-se determinar a elevação de temperatura de um elemento estrutural durante um determinado intervalo de tempo.

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{F}{c_a \rho_a} K_{sh} \varphi \Delta t \quad (2.8)$$

onde:

$\Delta\theta_{a,t}$ é a elevação de temperatura ($^{\circ}\text{C}$);

F é o Fator de massividade;

c_a é o calor específico do aço ($J/kg \text{ } ^{\circ}\text{C}$);

ρ_a é a massa específica do aço (kg/m^3);

φ é o valor do fluxo de calor por unidade de área (w/m^2);

Δt é o intervalo de tempo (s);

K_{sh} é um fator de correção para o efeito do sombreamento que pode ser tomado como igual a 1,0 ou determinado conforme o item 8.5.1.1.2 da ABNT NBR 14323:2013.

A Equação 2.8 é válida para os casos em que a peça estrutura é totalmente inserida no ambiente em chamas, a distribuição da temperatura no elemento estrutural é uniforme e o fluxo de calor no elemento estrutural é unidimensional.

A Tabela 2.6 foi elaborada por Silva (2004) a partir da Equação 2.8 e apresenta os valores da temperatura atuante em elementos de aço sem proteção térmica em função do fator de massividade, respeitando o modelo do incêndio-padrão.

Tabela 2.6 – Temperatura do aço sem proteção térmica em função do fator de massividade, conforme o modelo do incêndio-padrão.

Tempo (min)	Fator de massividade (m ³)								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
10	207	279	341	394	438	475	505	551	583
15	328	430	506	561	601	630	651	679	694
20	444	556	626	671	698	714	724	733	736
25	545	651	706	730	737	745	756	775	788
30	628	716	738	760	785	803	815	826	831
35	693	741	784	820	838	847	851	856	857
40	731	787	840	861	870	873	875	878	879
45	751	842	877	888	892	894	895	897	898
50	799	882	902	907	909	911	912	913	914
55	850	909	920	923	925	926	927	928	929
60	890	928	935	937	939	940	941	942	942
65	920	944	948	950	951	952	953	954	954
70	941	957	960	962	963	964	964	965	966
75	958	968	971	973	974	975	975	976	976
80	971	979	982	983	984	985	985	986	986
85	983	989	991	993	993	994	994	995	995
90	993	998	1000	1001	1002	1003	1003	1004	1004
95	1003	1007	1009	1010	1011	1011	1011	1012	1012
100	1011	1015	1017	1018	1019	1019	1019	1020	1020
105	1019	1023	1024	1025	1026	1026	1026	1027	1028
110	1027	1029	1032	1033	1033	1034	1034	1034	1035
115	1034	1037	1039	1039	1040	1040	1041	1041	1041
120	1041	1044	1045	1046	1047	1047	1047	1048	1048

Fonte: Silva, 2004.

3 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A escolha da norma para o dimensionamento da estrutura de aço estará condicionada a necessidade ou não da verificação da situação de incêndio, condição tratada pela ABNT NBR 14432:2000. O dimensionamento à temperatura ambiente deve ser realizado seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, por sua vez, o dimensionamento em situação de incêndio é realizado utilizando-se a ABNT NBR 14323:2013.

A situação de incêndio é um evento dito como uma ação excepcional, ou seja, com baixa probabilidade de ocorrência, não sendo necessário que o dimensionamento seja realizado para os mesmos carregamentos considerados à temperatura ambiente. Assim é recomendável que as cargas solicitantes em situação de incêndio sejam minoradas em relação às cargas que atuam à temperatura ambiente.

De um modo geral o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio pode ser realizado através de resultados de ensaio, ou por meio de métodos analíticos de cálculo. A ABNT NBR 14323:2013 apresenta recomendações para a utilização do segundo procedimento podendo este ser realizado por meio do método simplificado de dimensionamento, pelo método avançado, ou ainda pode-se realizar uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

A ABNT NBR 14323:2013 define que os métodos avançados são aqueles que realizam uma análise realística da estrutura e da situação de incêndio e podem ser usados para elementos estruturais individuais com qualquer tipo de seção transversal. Tais métodos podem incluir modelos separados para o desenvolvimento e a distribuição de temperatura nas peças estruturais e o comportamento mecânico da estrutura ou de alguma de suas partes.

A seguir serão apresentadas as recomendações para a verificação à temperatura ambiente, bem como as recomendações dos métodos simplificados para dimensionamento em situação de incêndio.

3.1 Recomendações da ABNT NBR 8800:2008 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos

Ao se verificar barras prismáticas submetidas à força axial de compressão a ABNT NBR 8800:2008 estabelece que a seguinte condição deva ser atendida:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (3.1)$$

onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada, segundo a ABNT NBR 8800:2008, pela Equação 3.2:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.2)$$

onde:

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o fator total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação aplicado à resistência do aço.

O fator de redução associado à resistência à compressão, Equação 3.3 e 3.4, varia de acordo com o valor do índice de esbeltez reduzido, λ_0 , que é dado por $\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (3.3)$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5 \quad (3.4)$$

onde:

N_e é a força axial de flambagem elástica.

Recomenda-se para o cálculo dos valores do fator de redução total associado à flambagem local e da força axial de flambagem elástica a consulta ao Anexo F e ao Anexo E, respectivamente, da ABNT NBR 8800:2008.

3.2 Recomendações da ABNT NBR 14323:2013 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio

O dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio seguindo a ABNT NBR 14323:2013, objeto de estudo do presente trabalho, refere-se ao estudo do método simplificado. Este método é aplicado a barras prismáticas e isoladas, nesta situação o corpo está livre das tensões provenientes da dilatação térmica provocada por sua variação de temperatura. Através desse método pode-se obter a temperatura crítica do elemento, ou seja, a temperatura que causa colapso no elemento estrutural.

Ao se verificar isoladamente o elemento estrutural em relação a cada um dos esforços atuantes, de um modo geral, a ABNT NBR 14323:2013 recomenda que a seguinte condição deva ser atendida:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi} \quad (3.5)$$

onde tem-se que:

$S_{d,fi}$ é o valor de cálculo do esforço atuante, determinado a partir da combinação última excepcional das ações;

$R_{d,fi}$ é o valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no qual se inclui os efeitos do incêndio.

A resistência de cálculo ao escoamento dos aços, $f_{yd,fi}$, em situação de incêndio é dada pela Equação 3.6.

$$f_{yd,fi} = \frac{f_y}{\gamma_{a1,fi}} \quad (3.6)$$

$\gamma_{a1,fi}$ é o coeficiente de ponderação aplicado à resistência do aço. Em situação de incêndio tal coeficiente é numericamente igual a 1,0;

Para o caso de barras comprimidas, com distribuição uniforme de temperatura, o esforço resistente será expresso por $N_{fi,Rd}$, valor de cálculo da força axial resistente de compressão, que será calculado duas distintas formas, uma para a situação em que o perfil não apresenta predisposição à flambagem local e outra para a situação em que o perfil está sujeito à

flambagem local. A verificação da ocorrência de flambagem local nos perfis a serem analisados deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

Por fim, pode-se obter o valor da temperatura crítica do elemento estrutural, objetivo principal do dimensionamento pelo método simplificado, após iterações que busquem a solução da condição proposta em 3.5. Silva (2004) destaca que para a maioria dos perfis em aço a temperatura crítica encontra-se entre 500°C e 700°C, região dita como crítica.

3.2.1 Perfis não Sujeitos à Flambagem Local

Para esta situação a força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, é dada pela Equação 3.7, mostrada a seguir:

$$N_{fi,Rd} = \frac{\chi_{fi} A_g k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{a1,fi}} \quad (3.7)$$

sendo:

χ_{fi} é o fator de redução de resistência em situação de incêndio e deve ser obtido pela Equação 3.8.

A_g é a área bruta da seção transversal.

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (3.8)$$

com

$$\varphi_{0,fi} = 0,5 (1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (3.9)$$

e

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.10)$$

sendo $\lambda_{0,fi}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio e dado pela Equação 3.11:

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} \quad (3.11)$$

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido calculado de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

3.2.2 Perfis Sujeitos à Flambagem Local

Para tal situação a força axial resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, é dada pela Equação 3.12, mostrada a seguir:

$$N_{fi,Rd} = \frac{\chi_{fi} A_{ef} k_{\sigma, \theta} f_y}{\gamma_{a1, fi}} \quad (3.12)$$

sendo:

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal obtida multiplicando-se o valor da área bruta pelo fator de redução total, Q , que pode ser calculado através das recomendações contidas no anexo F da ABNT NBR 8800:2008.

3.3 Recomendações do EUROCODE 3 - Parte 1.2 para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio

Assim, como para a ABNT NBR 14323:2013, o EUROCODE 3 parte 1.2 (2005) recomenda três métodos de cálculo para a determinação da resistência ao fogo: ensaios, método analítico e método simplificado, sendo o último aqui detalhado. A princípio admite-se que a função resistente de um elemento estrutural se mantém após um tempo t num determinado incêndio se:

$$E_{d, fi} \leq R_{d, fi} \quad (3.13)$$

onde tem-se que:

$E_{d, fi}$ é o valor de cálculo dos efeitos em situação de incêndio e $R_{d, fi}$ é o valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no instante t .

Admitindo-se também uma distribuição uniforme da temperatura ao longo do elemento estrutural. Com relação às propriedades mecânicas do aço em situação de incêndio o EUROCODE 3 – Parte 1.2 (2005) apresenta os valores contidos na Tabela 3.1 para os fatores de redução.

Tabela 3.1 – Fatores de redução para o aço.

Temperatura do aço θa (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento do aço $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade do aço $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

Fonte: EUROCODE 3 Parte 1.2, 2005.

Para a determinação do valor de cálculo da força axial resistente de compressão, $N_{b,fi,t,Rd}$, no instante t de um elemento comprimido com uma seção transversal da classe 1, da classe 2 ou da classe 3 com uma temperatura uniforme θa utiliza-se a Equação 3.14:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.14)$$

em que:

χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio;

$\gamma_{M,fi}$ é o coeficiente de ponderação aplicado a resistência do aço em situação de incêndio e numericamente igual a 1,0;

A é a área bruta da seção transversal do perfil.

A determinação do fator de redução associado à compressão em situação de incêndio deverá ser realizada por:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \lambda_{\theta}^2}} \quad (3.15)$$

com,

$$\varphi_{\theta} = 0,5 (1 + \alpha \lambda_{\theta} + \lambda_{\theta}^2) \quad (3.16)$$

e

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.17)$$

A esbeltez normalizada λ_{θ} para a temperatura θ_a , deve ser obtida por:

$$\lambda_{\theta} = \lambda_0 \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (3.18)$$

onde,

$$\lambda_0 = \frac{\frac{l_{fl}}{r}}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} \quad (3.19)$$

Visto que: l_{fl} é o comprimento de flambagem, determinado no projeto à temperatura ambiente e r é o raio de giração e $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ são obtidos com a utilização da Tabela 3.1.

3.4 Recomendações AISC (2005) para o Dimensionamento de Elementos Comprimidos em Situação de Incêndio

Assim, como as duas normas anteriormente citadas, a norma americana apresenta um método simplificado para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Para este método, a norma considera que apoios e restrições (forças, momentos e condições de contorno) aplicáveis a temperaturas normais podem-se supor que permanecem inalterados durante toda a exposição ao fogo.

A resposta térmica de um elemento em compressão pode ser realizada utilizando a equação unidimensional de transferência de calor com a entrada de calor, conforme indicado no item 4.2.1 da referida norma. O esforço resistente do elemento pode então ser determinado através das recomendações do capítulo E da norma, que trata do dimensionamento em situações normais de temperatura, desde que as propriedades mecânicas sejam modificadas através dos fatores de redução propostos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Fatores de redução para o aço.

Temperatura do aço. θa ($^{\circ}F$) [$^{\circ}C$]	Fator de redução para a resistência ao escoamento do aço. $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços laminados. $k_{E,\theta}$
68 [20]	1,000	1,000
200 [93]	1,000	1,000
400 [204]	1,000	0,900
600 [316]	1,000	0,780
750 [399]	1,000	0,700
800 [427]	0,940	0,670
1000 [538]	0,660	0,490
1200 [649]	0,350	0,220
1400 [760]	0,160	0,110
1600 [871]	0,070	0,070
1800 [982]	0,040	0,050
2000 [1093]	0,020	0,020
2200 [1204]	0,000	0,000

Fonte: AISC, 2005.

O esforço resistente será calculado através da equação 3.20:

$$N_{fi,Rd} = \frac{\chi Q k_{y,\theta} A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.20)$$

onde:

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o fator total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação aplicado à resistência do aço.

3.5 Combinação Última das Ações

Segundo a ABNT NBR 14323:2013 as combinações de ações em situação de incêndio, baseada na ABNT NBR 8681:2003, em síntese, são expressas por três distintas equações. A primeira trata de locais onde os pesos dos equipamentos não sejam predominantes e não fiquem fixos por longos períodos, e naqueles que não possuam elevadas concentrações de pessoas, para essa situação o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio é expresso pela Equação 3.20:

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,21F_Q \quad (3.21)$$

O 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, deve ser expresso pela Equação 3.21:

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,28F_Q \quad (3.22)$$

Nos demais locais, como por exemplo, arquivos, bibliotecas, depósitos, garagens e oficinas o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio é obtido pela Equação 3.22:

$$F_{sd,fi} = \sum_{i=1}^n \gamma_g F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,42F_Q \quad (3.23)$$

onde,

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

F_G é o valor nominal da ação permanente;

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

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

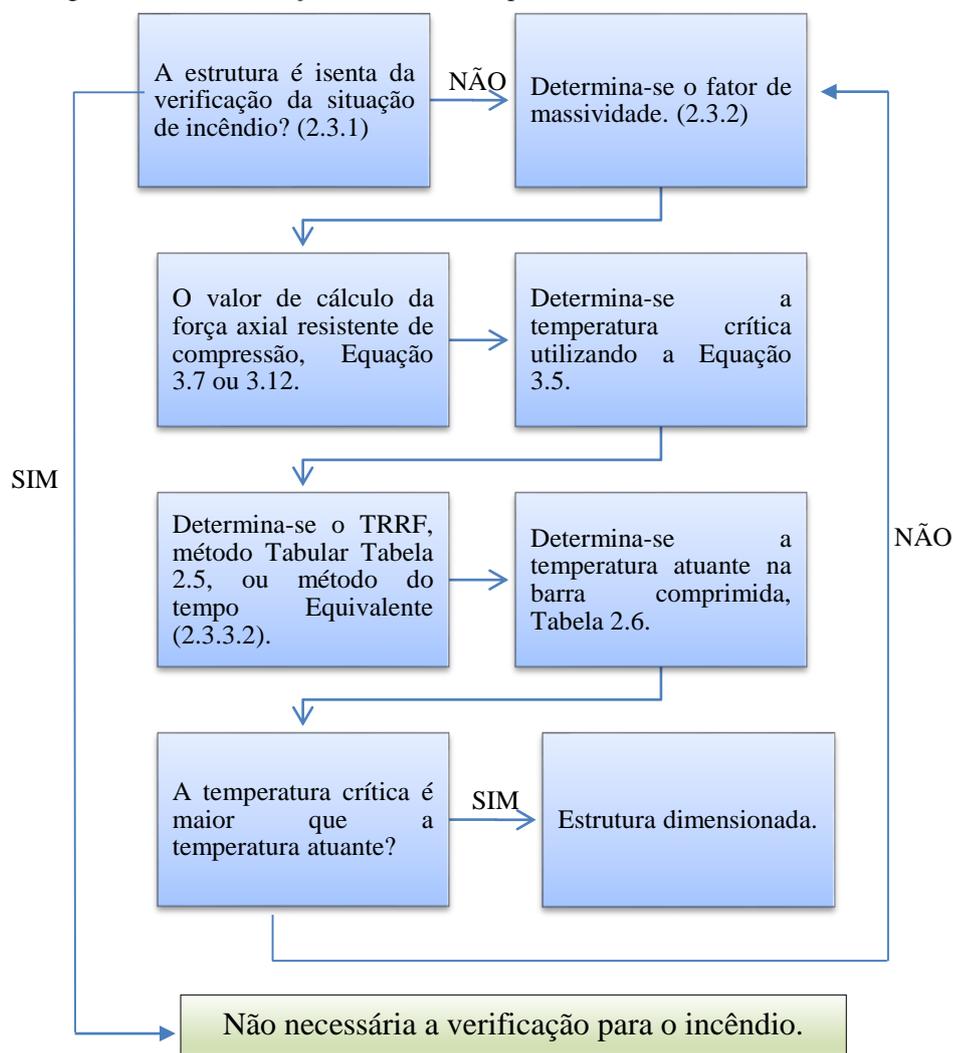
γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes.

3.6 Roteiro Simplificado de Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos Pelo Método Simplificado da ABNT NBR 14323:2013

Com o intuito de uma abordagem mais didática, elaborou-se um fluxograma (Figura 3.1), baseado no fluxograma desenvolvido por Silva (2004), que facilita a visualização e compreensão de todo o processo de dimensionamento de estruturas de aço comprimidas em situação de incêndio realizado através do método simplificado.

Para a situação em que a temperatura crítica é menor que a temperatura atuante deve-se dimensionar o material de proteção térmica da estrutura, assunto não detalhado no presente trabalho, entretanto descrito pela ABNT NBR 14323:2013.

Figura 3.1 – Fluxograma para o dimensionamento de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio seguindo as recomendações do método simplificado da ABNT NBR 14323:2013.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

3.7 Comparativo entre os Métodos de Dimensionamento

Para o dimensionamento das estruturas de aço seguindo as recomendações normativas citadas nos tópicos anteriores serão abordados três problemas. O primeiro e o segundo problemas são baseados nos exemplos desenvolvidos por Silva (2004), sendo aço com $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$ e $E = 20500 \text{ kN/cm}^2$, o terceiro problema foi abordado por Grau *et al.* (2007) para o estudo de um pilar executado com um perfil laminado HEB 500.

Problema 1 - Um pilar simplesmente apoiado de três metros de comprimento pertencente a um edifício residencial com altura não superior a 12 metros e da classe P2 é solicitado por esforço axial de compressão de cálculo de $1552,6 \text{ kN}$, sendo esse esforço constituído por uma carga permanente de 709 kN e por uma carga variável de 400 kN , considerando para

a situação de incêndio um carregamento de cálculo de 50% do carregamento a temperatura ambiente, estando o perfil com todas as faces expostas ao fogo.

Problema 2 - Um pilar simplesmente apoiado de três metros de comprimento pertencente a um edifício residencial com altura não superior a 12 metros e da classe P2 é solicitado por esforço axial de compressão de cálculo de 4600,4 kN, sendo esse esforço constituído por uma carga permanente de 2086 kN e por uma carga variável de 1200 kN, considerando para a situação de incêndio um carregamento de cálculo de 50% do carregamento a temperatura ambiente, estando o perfil com todas as faces expostas ao fogo.

Problema 3 - Um pilar simplesmente apoiado de 4 metros de comprimento sujeito a uma carga axial de compressão, utilizando aço com $f_y = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ e $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$. Levando-se em consideração um pórtico contraventado no qual cada piso constitua um compartimento de incêndio separado com resistência ao fogo suficiente, sendo este pilar aqui estudado pertencente a um piso intermediário, ou seja, comprimento de flambagem $L_{fl} = 0,5 L$.

3.7.1 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008

Para o dimensionamento à temperatura ambiente apenas serão tratados os problemas 1 e 2. Em ambos os casos optou-se pela utilização da ferramenta desenvolvida por Silva (2010), intitulada *Web Steel*.

Para o caso do primeiro problema, um pilar de três metros, simplesmente apoiado, submetido a um esforço de compressão de cálculo de 1552,316 kN a solução escolhida foi o perfil CS 300 x 62. Para a situação do segundo problema, onde um pilar com as mesmas características é solicitado por uma carga de cálculo de 4600,4 kN, a melhor solução encontrada foi o perfil CS 500x172. Em ambos os casos verificou-se a possibilidade de ocorrência de flambagem inelástica da mesa.

3.7.2 Verificação da situação de incêndio

Com a finalidade da realização do estudo comparativo, para as recomendações propostas pelo EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005) e pela AISC (2005), foi verificada a evolução do esforço axial resistente com o aumento da temperatura para os perfis escolhidos através do dimensionamento à temperatura ambiente. Tais valores podem ser visualizados de forma resumida na Tabela 3.3

dada a seguir. Assim como foi feito para EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005), realizou-se análise semelhante para a recomendações da ABNT NBR 14323:2013, cujos resultados estão expostos na Tabela 3.4. Por fim, pode-se obter a variação do esforço axial resistente com o aumento da temperatura segundo a AISC (2005), como pode ser observado na Tabela 3.5.

Tabela 3.3 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações do EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005).

ESFORÇO RESISTENTE – EUROCODE 3			
	CS 300x62	CS 500x172	HEB 500
°C	<i>Nrd (kN)</i>	<i>Nrd (kN)</i>	<i>Nrd (kN)</i>
20	1484,14	4624,08	5305,44
100	1484,14	4624,08	5305,44
200	1457,60	4581,11	5248,92
300	1426,16	4530,35	5182,01
400	1388,11	4469,12	5101,02
500	1103,90	3519,97	4023,87
600	644,04	2087,03	2379,65
700	303,95	1003,28	1140,53
800	157,55	499,43	571,46
900	90,73	280,18	321,91
1000	60,49	186,78	214,61
1100	30,24	93,39	107,30
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pelo Autor.

Tabela 3.4 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações da ABNT NBR 14323:2013.

ESFORÇO RESISTENTE – ABNT NBR 14323:2013			
	CS 300x62	CS 500x172	HEB 500
°C	<i>Nrd (kN)</i>	<i>Nrd (kN)</i>	<i>Nrd (kN)</i>
20	1484,14	4359,47	5109,05
100	1484,14	4359,47	5109,05
200	1457,60	3879,93	5109,05
300	1426,16	3400,39	5109,05
400	1388,11	2833,66	5109,05
500	1103,90	2310,52	3985,06
600	644,04	1307,84	2401,26
700	303,95	566,73	1175,08
800	157,55	305,16	562,00
900	90,73	217,97	306,54
1000	60,49	130,78	204,36
1100	30,24	87,19	102,18
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pelo Autor.

Tabela 3.5 – Evolução do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura segundo as recomendações da AISC (2005).

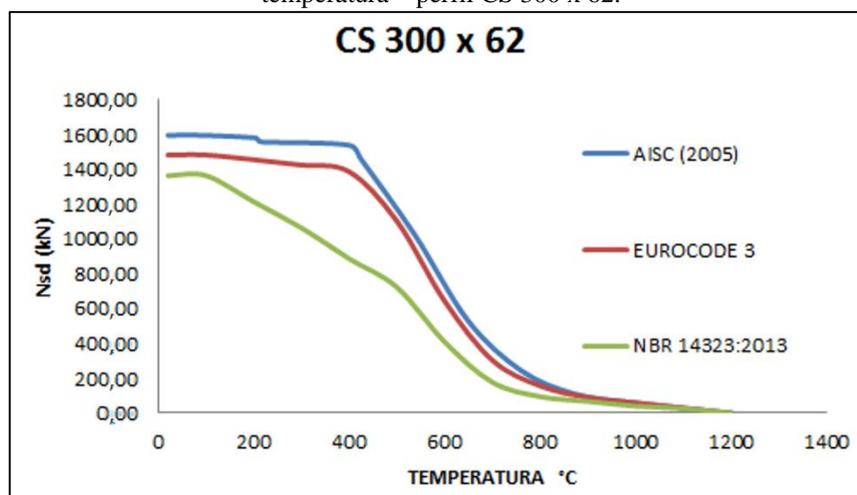
ESFORÇO RESISTENTE – AISC (2005)			
°C	CS 300x62 <i>Nrd (kN)</i>	CS 500x172 <i>Nrd (kN)</i>	HEB 500 <i>Nrd (kN)</i>
20	1597,35	4625,21	4798,81
93	1597,35	4625,21	4798,81
204	1582,50	4610,04	4753,30
216	1559,93	4586,81	4684,12
399	1540,83	4566,99	4625,62
427	1451,50	4296,22	4357,64
538	1023,95	3021,49	3074,36
649	531,98	1590,79	1596,58
760	246,00	730,16	738,45
871	111,81	323,76	335,92
982	64,98	186,11	195,27
1093	31,95	92,50	95,98
1204	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pelo Autor.

3.7.3 Análise dos Resultados

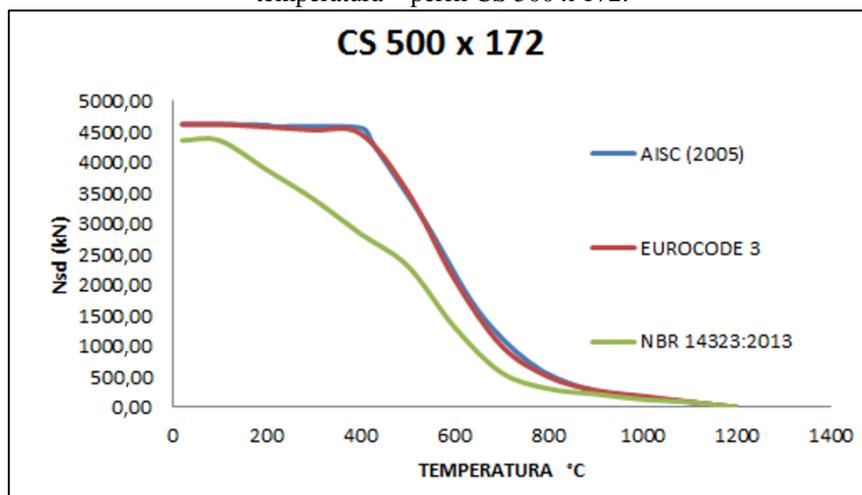
Para o estudo comparativo pode-se representar graficamente a variação dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo com o aumento da temperatura do elemento estrutural encontrado através das formulações apresentadas. As Figuras 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam os gráficos do esforço axial resistente em função do aumento de temperatura para os perfis CS 300x62, CS 500x172 e HEB 500, respectivamente. Em todas as figuras os resultados segundo as recomendações da ABNT NBR 14323:2013, as recomendações do EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005) e as recomendações da AISC (2005) foram apresentados.

Figura 3.2 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil CS 300 x 62.



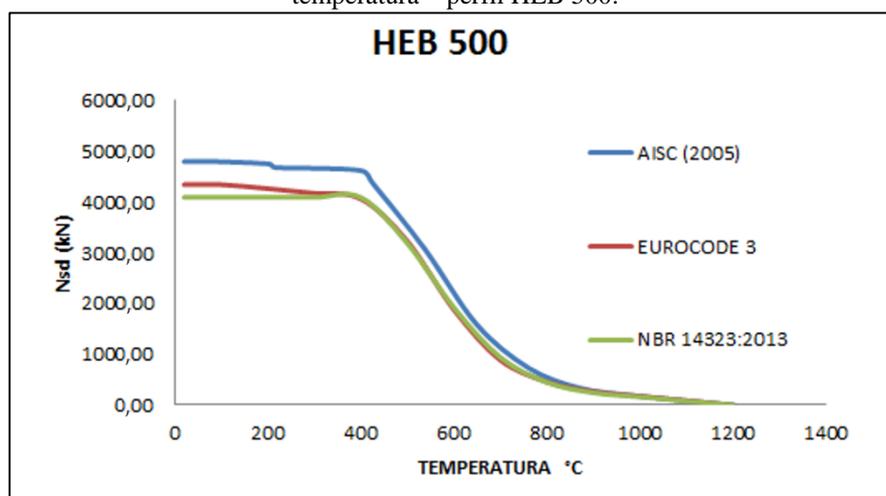
Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 3.3 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil CS 500 x 172.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 3.4 – Gráfico comparativo dos valores absolutos do esforço axial resistente de cálculo em função da temperatura – perfil HEB 500.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Pode-se observar que as curvas apresentam uma mesma tendência decrescente, porém para os perfis CS 300x62 e CS 500x172 seguindo-se as recomendações da ABNT NBR 14323:2013, o trecho inicial apresenta uma tendência que difere das outras duas normas. Tal diferença pode ser atribuída ao fato da norma introduzir um novo fator de redução, o fator de redução para a resistência ao escoamento do aço das seções sujeitas à flambagem local, $k_{\sigma,\theta}$. Como foi descrito anteriormente, seguindo as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, o perfil CS 300 x 62 e o perfil CS 500 x 172 são casos onde pode ocorrer flambagem inelástica da mesa. Divergindo do verificado para os outros dois perfis estudados, no caso do perfil HEB 500 as curvas reproduzidas através das três recomendações apresentaram comportamentos mais congruentes entre si. Para esse perfil não existe a possibilidade de ocorrer flambagem local, o que confirma

a influência do novo fator de redução nas tendências de decréscimo do esforço axial resistente de cálculo.

O mesmo fator de redução $k_{\sigma,\theta}$ é sugerido pelo EUROCODE 3 Parte 1.2 (2005), entretanto este é aplicado apenas para perfis da classe 4, o que não é o caso dos perfis aqui estudados. Portanto, é notável que, deterministicamente, para o caso de predisposição à flambagem local, a nova norma apresentou resultados mais conservadores quando comparada a norma europeia e a americana.

É possível destacar que todas as recomendações normativas apresentaram comportamento semelhante na região crítica, ou seja, na região onde se encontra a temperatura que para a maioria dos casos ocorre o colapso do elemento estrutural.

4 CONCEITOS EM CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

No dimensionamento de elementos estruturais buscam-se basicamente três fatores: segurança, economia e conforto - fatores as vezes difícil de conciliar. No quesito segurança, atualmente é consenso que nenhuma estrutura é cem por cento segura, em outras palavras, toda estrutura estará sujeita a uma probabilidade de falhar. Segundo Nowak & Collins (2000), os primeiros trabalhos a respeito do tema foram realizados por Mayer (1926), Wierzbicki (1936) e Streletskii (1947).

Inicialmente, no processo de análise estrutural, o uso de formulações analíticas de modo direto levou em alguns casos à ocorrência de falhas estruturais. Muitas vezes, tais falhas estavam relacionadas às incertezas das variáveis de projeto. Desse modo, iniciou-se o uso de teorias estatísticas para a avaliação de estruturas, baseadas na proposta de que a probabilidade de falha deveria ser calculada pela integração de uma região chamada de domínio de falha, caracterizada pelas distribuições de probabilidade das variáveis, Freudenthal (1947) apud Nogueira (2010). Com base nessas probabilidades de falha foram desenvolvidos coeficientes de segurança, os quais, aplicados nas formulações analíticas, deram início ao chamado método das tensões admissíveis. Segundo Ellingwood (1988), até a década de 1960 o método das tensões admissíveis foi amplamente utilizado.

Entre as décadas de 1960 e 1980 muitos estudos foram realizados buscando alternativa para o método das tensões admissíveis. Especificamente no tema de estruturas de aço, Ravindra e Galambos (1978) publicaram o trabalho denominado “*Load and Resistance Factor Design for Steel*”, trabalho sustentado em bases probabilísticas que vinham sendo desenvolvidas e com uma metodologia de dimensionamento em que as incertezas eram consideradas com a utilização de coeficientes parciais de segurança.

Dois anos mais tarde, em 1980, foi publicada a NBS edição especial 577 – *Development of a Probability-based Load Criterion for American National Standard A58*. Entre os principais objetivos do trabalho destacam-se: recomendar um conjunto de coeficientes de segurança parciais e combinações de carga para inclusão na norma A58 sendo estes adequados para todos os tipos de construção civil; fornecer uma metodologia para vários grupos de especificação de materiais para, com isso, selecionar fatores de ponderação de resistência compatíveis com os requisitos de carga da A58 e com seus objetivos de desempenho (ELLINGWOOD et al., 1980).

Tais estudos, juntamente com outros trabalhos, evoluíram para o que hoje são as chamadas normas semi-probabilísticas. Entretanto, estas normas ainda possuem limitações, pois para diferentes situações não garantem uma uniformidade na probabilidade de falha de um sistema estrutural.

Em uma análise probabilística de uma estrutura, a determinação da probabilidade de falha pode ser algo complexo devido à quantidade de variáveis aleatórias envolvidas no problema. Nesse sentido, Cornell (1969) apresentou à comunidade científica o *índice de confiabilidade em segundo momento*. Este índice não considera o modelo de distribuição das variáveis aleatórias, baseia-se simplesmente na média e no desvio padrão destas – os quais são denominados, em estatística, como primeiro e segundo momentos – e também no coeficiente de correlação entre elas. O índice de confiabilidade em segundo momento representa uma medida de segurança, porém limitado a poucas situações de análise. Assim, foi necessário o desenvolvimento de métodos mais robustos.

O conceito para um formato invariante do índice de confiabilidade foi apresentado por Hasofer & Lind (1974). Em síntese, eles definiram o índice de confiabilidade como a menor distância entre a média das variáveis aleatórias e a superfície de falha no espaço normal padrão. Fiessler et al. (1979) apud Nogueira (2010) destacaram que a probabilidade de falha depende do índice de confiabilidade, da curvatura da equação de estado limite no ponto de projeto e do tamanho do vetor de variáveis aleatórias.

Por outro lado, a avaliação da equação de estado limite para a determinação do índice de confiabilidade passa por integrais de difícil solução, devido a existência de variáveis não Gaussianas e correlacionadas entre si. Existem assim métodos alternativos para a avaliação dessas equações, classificados em métodos analíticos e métodos de simulação. Fiessler et al. (1979) apud Nogueira (2010) apresentam uma revisão sobre os métodos analíticos de confiabilidade, em especial o FORM (*First Order Reliability Method*), enfocando a obtenção de novas aproximações do tipo SORM (*Second Order Reliability Method*).

A seguir, os procedimentos para a realização de uma análise de confiabilidade serão detalhados, desde a construção da função de estado limite, até a avaliação do índice de confiabilidade por métodos analíticos, sendo o método FORM detalhado e utilizado neste trabalho. É importante destacar que a utilização de métodos de confiabilidade envolve a manipulação de variáveis aleatórias, suas respectivas distribuições de probabilidade e outros conceitos importantes em

estatística. Assim, sugere-se Ang e Tang (2007) como referência para os conceitos básicos em probabilidade e estatística aplicados aos métodos aqui expostos.

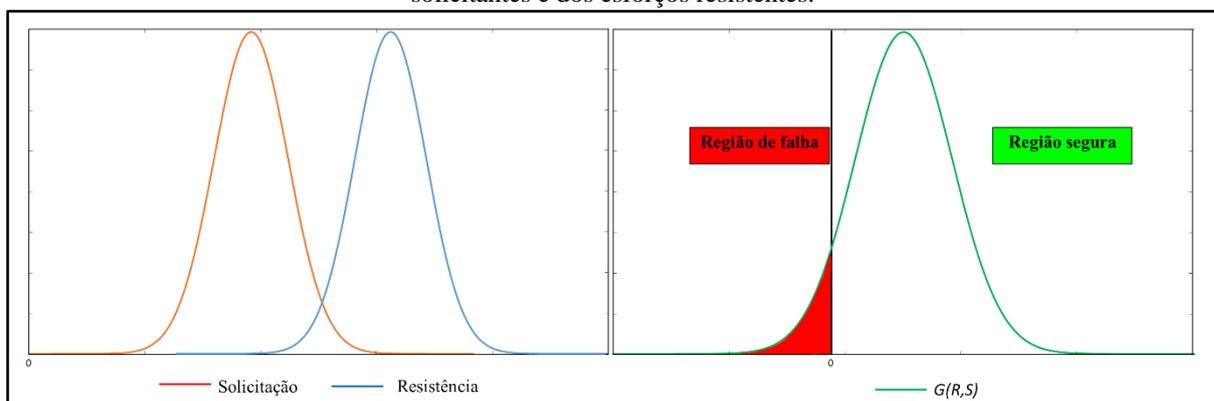
4.1 Problema Básico da Confiabilidade

Como ocorre deterministicamente, em uma análise de confiabilidade também se busca que os esforços resistentes do elemento sejam superiores aos esforços solicitantes – toma-se aqui um esforço resistente R e um esforço solicitante S . Um problema fundamental em confiabilidade de estruturas, a partir do qual é construída sua teoria, consiste em tomar duas variáveis aleatórias de projeto R e S , com distribuição normal e independentes entre si, segundo a equação de estado limite (ou função de falha) dada pela Equação 4.1. Como R e S possuem distribuição normal, a variável aleatória resultante também é Gaussiana.

$$G(R, S) = R - S \tag{4.1}$$

Na figura 4.1 encontra-se a representação gráfica das variáveis R e S bem como a função densidade de probabilidade $G(R, S)$ que define o estado limite.

Figura 4.1 – Ilustração simplificada das funções de distribuição de probabilidade de falha, dos esforços solicitantes e dos esforços resistentes.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

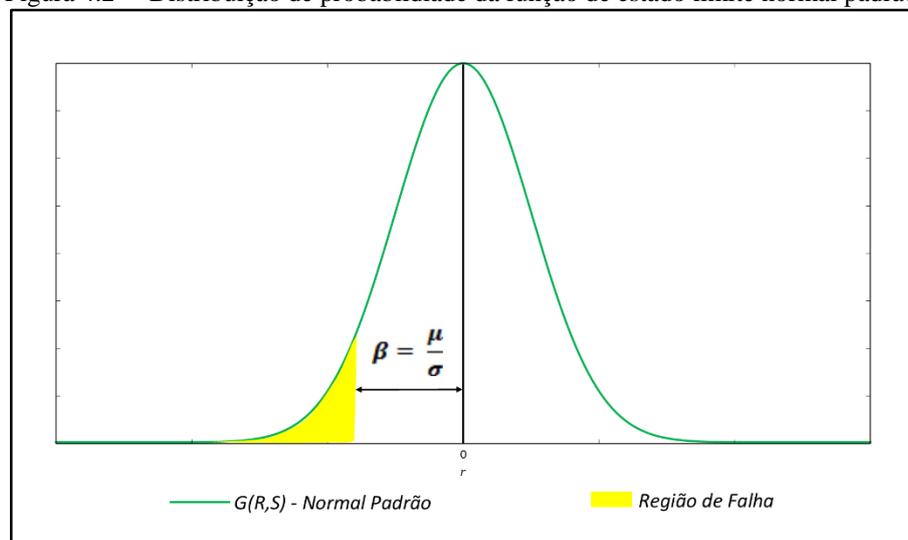
Para a situação em que $G(R, S)$ é menor ou igual a zero os esforços resistentes são inferiores aos esforços solicitantes, ou seja, é nesta situação em que ocorre o evento de falha. Assim, define-se a probabilidade de falha como sendo a probabilidade associada à ocorrência de $G(R, S) \leq 0$, que por definição será dada por:

$$P_f = \int_{-\infty}^0 G(R, S) d\Omega \tag{4.2}$$

Realizando-se a transformação de $G(R,S)$ em distribuição de probabilidade normal padrão, Figura 4.2, é possível definir o chamado índice de confiabilidade, que é geometricamente interpretado como sendo a distância entre a origem, na qual encontra-se o valor médio, ao ponto em que $G(R,S)$ é igual a zero. Considerando-se Φ a função cumulativa normal padrão, pode-se relacionar definir o índice de confiabilidade, β , relacionando-o com a probabilidade de falha, através da Equação 4.3:

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{4.3}$$

Figura 4.2 – Distribuição de probabilidade da função de estado limite normal padrão.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

O problema básico pode ser generalizado para um problema que envolva um número maior de variáveis aleatórias com distribuições quaisquer de probabilidade e dependentes ou não entre si. Desse modo a equação do estado limite, pode ser definida como sendo:

$$G(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \tag{4.4}$$

onde \mathbf{X} representa um vetor de variáveis aleatórias contidas no problema. Desse modo, a falha do elemento estrutural ocorrerá para a situação em que $G(\mathbf{X}) \leq 0$, logo:

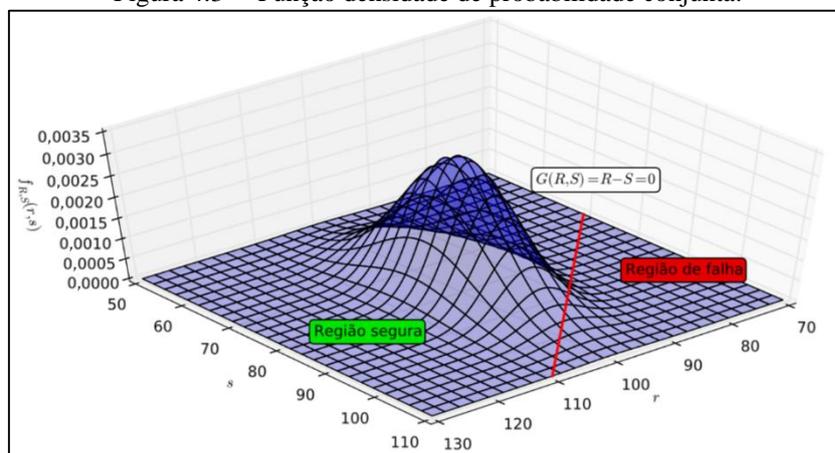
$$P_f = P(G(\mathbf{X}) \leq 0) \tag{4.5}$$

na qual P_f é a probabilidade de falha buscada em uma análise confiabilística, Figura 4.3.

Considerando $f(\mathbf{X})$ a função densidade de probabilidade conjunta de todas as variáveis \mathbf{X} aleatórias envolvidas na análise, a probabilidade de falha pode ser expressa também como:

$$P_f = \int_{\Omega} f(\mathbf{X}) \, d\Omega \tag{4.6}$$

Figura 4.3 – Função densidade de probabilidade conjunta.



Fonte: Gouveia (2014).

Vale destacar que o conceito de β pode ser generalizado e aplicado à análise de problemas que envolvam várias variáveis aleatórias, de distribuições quaisquer. Entretanto, avaliar a Equação 4.2 pode não ser simples, pois, normalmente, esta equação envolve integração em domínios complexos. Nesta situação torna-se necessário a utilização de métodos apropriados para a sua análise, estes que serão detalhados nos tópicos seguintes.

4.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem, FORM (First Order Reliability Method)

A avaliação da Equação 4.6 pode ser realizada através de diversos métodos, sendo normalmente empregados métodos de simulação ou por meio de métodos analíticos, estes últimos conhecidos também por métodos de transformação. O método de simulação mais conhecido e utilizado é o método de Monte Carlo. Neste trabalho optou-se pela utilização de um método analítico, mais especificamente o método de confiabilidade de primeira ordem, FORM.

Em síntese, o método FORM é baseado na definição geométrica do índice de confiabilidade, como sendo a menor distância entre a origem do espaço normal reduzido e a função de falha (Figura 4.2). Logo, a função de falha deve ser avaliada no espaço reduzido das variáveis normais padrão estatisticamente independentes, sendo esta função aproximada linearmente. As principais etapas deste método são:

- Transformação das variáveis em variáveis normais padrão independentes entre si;

- Busca do ponto de projeto.

O método FORM é dito de transformação, pois está baseado em transformar o vetor das variáveis aleatórias do problema, \mathbf{X} , em um vetor de variáveis aleatórias com distribuição normal padrão, \mathbf{Y} . Sendo \mathbf{U} o subconjunto correspondente a imagem do vetor \mathbf{X} e \mathbf{V} o subconjunto correspondente a imagem do vetor \mathbf{Y} , ambos no R^n , o FORM se baseia em levar $\mathbf{U} \rightarrow \mathbf{V}$ e $\mathbf{V} \rightarrow \mathbf{U}$, de modo que, o conjunto \mathbf{V} seja adimensional. Vale ressaltar que esta transformação é dita isoprobabilística, ou seja, as informações estatísticas das v.a. originais do problema não são alteradas, mas apenas representadas num espaço aleatório diferente.

Dessa forma, a função de falha, que antes era escrita como $G(\mathbf{X})$, pode ser escrita como $G(\mathbf{Y})$, e tem-se então a superfície de falha $G(\mathbf{Y}) = 0$ na qual se busca o ponto de projeto \mathbf{Y}^* , que é ponto mais próximo à origem. A busca por este ponto de projeto é formulada como um problema de otimização não linear com restrição, o qual, na confiabilidade estrutural, é tradicionalmente resolvido através do algoritmo de Hasofer e Lind (1974) e de Rackwitz e Fiessler (1978), conhecido como algoritmo HLRF.

Realizados estes passos, o índice de confiabilidade corresponde à mínima distância entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão – Figura 4.3, ou seja, a distância do ponto \mathbf{Y}^* até a origem, de modo que o índice de confiabilidade é dado por:

$$\beta = \|\mathbf{Y}^*\| \quad (4.7)$$

É possível demonstrar que as coordenadas do ponto mais próximo à origem, \mathbf{Y}^* , são dadas por:

$$\mathbf{Y}^* = -\boldsymbol{\alpha}\beta \quad (4.8)$$

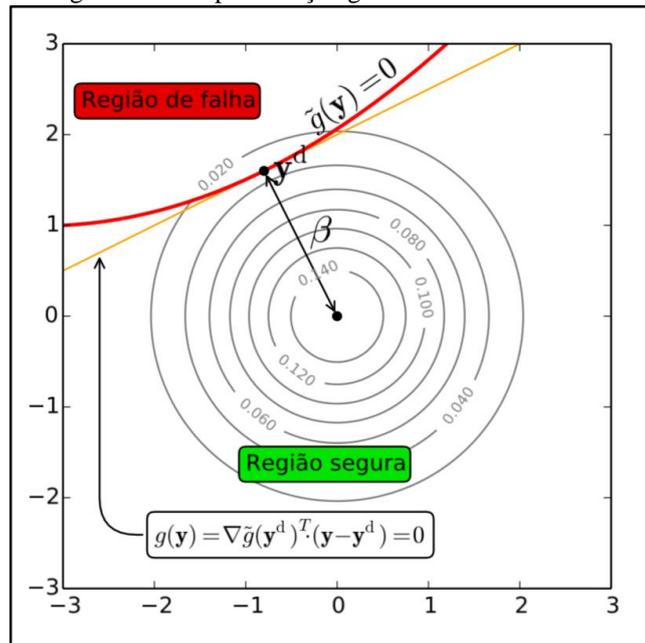
$$G(\mathbf{Y}) = \beta - \sum_{i=1}^n \alpha_i Y_i \quad (4.9)$$

sendo, $\boldsymbol{\alpha}$ é o versor normal à superfície de falha no ponto de projeto, que contém os cossenos diretores.

Conforme mostrado na seção anterior, a probabilidade de falha pode ser calculada como:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.10)$$

Figura 4.4 – Representação gráfica do método FORM.



Fonte: Gouveia (2014).

A seguir, são detalhadas as etapas de transformação das variáveis em variáveis normais padrão e de busca do ponto de projeto.

4.2.1 Transformação de Variáveis - Transformação de Nataf

No método FORM a avaliação da Equação 4.6 é realizada após a transformação das variáveis aleatórias \mathbf{X} do problema em variáveis aleatórias normais padrão e estatisticamente independentes \mathbf{Y} . Tal transformação é normalmente realizada através da metodologia conhecida como transformação de Nataf (MELCHERS, 1999).

Dado um conjunto de variáveis aleatórias \mathbf{X} , este pode ser transformado em um conjunto de variáveis normais padrão estatisticamente independentes, \mathbf{Y} , através da expressão:

$$\mathbf{Y} = \Gamma \sigma^{-1}(\mathbf{X} - \mathbf{m}) \tag{4.11}$$

na qual $\Gamma = \mathbf{L}^{-1}$ e \mathbf{L} é a matriz triangular inferior construída a partir da decomposição de Cholesky da matriz dos coeficientes de correlação das variáveis \mathbf{X} , σ é uma matriz diagonal contendo os desvios padrão das variáveis \mathbf{X} e \mathbf{m} é o vetor com as médias das variáveis \mathbf{X} .

A matriz triangular inferior, \mathbf{L} , é dada por:

$$\mathbf{L} = \begin{matrix} L_{11} & 0 & \dots & 0 \\ 1 & L_{22} & \dots & 0 \\ L_{1n} & L_{2n} & \dots & L_{nn} \end{matrix} \quad (4.12)$$

onde n será o número de variáveis aleatórias envolvidas na transformação e os termos L_{ii} serão dados por:

$$L_{11} = 1 \quad (4.13)$$

$$L_{1i} = \rho_{i1} \text{ para } i = 1:n \quad (4.14)$$

$$L_{ik} = \frac{1}{L_{kk}} (r_{ik} - \sum_{j=1}^{k-1} L_{ij}L_{kj}) \text{ com } 1 < k < i \quad (4.15)$$

$$L_{ii} = \sqrt{1 - \sum_{j=1}^{i-1} L_{ij}^2} \text{ com } i > 1 \quad (4.16)$$

considerando ρ_{ij} o coeficiente de correlação entre as variáveis X_i e X_j .

Deve-se destacar que muitos problemas envolverão variáveis não normais e correlacionadas entre si, para tais situações utiliza-se a transformação das variáveis do problema em variáveis normais equivalentes, para então ser realizada a operação da Equação 4.11, sendo os coeficientes de correlação entre as variáveis originais corrigidos para coeficientes de correlação entre as normais equivalentes (MELCHERS, 1999).

4.2.1.1 Aproximação normal

Ditlevsen (1981) propôs o princípio da aproximação normal através do qual é possível realizar a transformação das variáveis originais do problema em variáveis normais equivalentes em um dado ponto. Basicamente, a transformação segue a premissa de determinar para um ponto X_i^* uma distribuição normal equivalente capaz de preservar as características de probabilidade da distribuição original $F_{X_i}(X_i^*)$ neste ponto.

No espaço \mathbf{U} , tem-se:

$$F_{X_i}^{neq}(X_i^*) = F_{X_i}(X_i^*) \quad (4.17)$$

$$f_{X_i}^{neq}(X_i^*) = f_{X_i}(X_i^*) \quad (4.18)$$

Tal caracterização é realizada através da determinação da média e do desvio padrão desta distribuição equivalente. Pode-se resolver esse problema resolvendo o sistema dado pelas equações 4.19 e 4.20:

$$\Phi\left(\frac{X_i^* - \mu_x^{neq}}{\sigma_x^{neq}}\right) = F_{X_i}(X_i^*) \quad (4.19)$$

$$\frac{1}{\sigma_x^{neq}} \phi\left(\frac{X_i^* - \mu_x^{neq}}{\sigma_x^{neq}}\right) = f_{X_i}(X_i^*) \quad (4.20)$$

sendo,

$F_{X_i}(\cdot)$ é a função cumulativa da variável X_i ;

$f_{X_i}(\cdot)$ é a função densidade da variável X_i ;

$\Phi(\cdot)$ é a função cumulativa da distribuição normal padrão;

$\phi(\cdot)$ é a função densidade da distribuição normal padrão;

μ_x^{neq} é a média da normal equivalente no ponto X_i^* ;

σ_x^{neq} é o desvio padrão da normal equivalente no ponto X_i^* .

A solução do sistema proposto, ou seja, a média e o desvio padrão da normal equivalente no ponto X_i^* é obtida através das equações 4.21 e 4.22 apresentadas a seguir:

$$\sigma_x^{neq} = \frac{\phi(\Phi^{-1}(F_{X_i}(X_i^*)))}{f_{X_i}(X_i^*)} \quad (4.21)$$

$$\mu_x^{neq} = X_i^* - \sigma_x^{neq} \Phi^{-1}(F_{X_i}(X_i^*)) \quad (4.22)$$

4.2.2 Busca do Ponto de Projeto

Como já mencionado, a busca pelo ponto de projeto em problemas de confiabilidade, para funções de falha lineares ou não lineares, recai na necessidade da solução de um problema de otimização. A utilização do algoritmo conhecido como HLRF, creditado a Hasofer e Lind (1974) e a Rackwitz e Fiessler (1978), para solução deste tipo de problema é bastante difundida até hoje devido a sua simplicidade.

Determinar o ponto de projeto consiste em encontrar o ponto \mathbf{Y}^* na superfície $G(\mathbf{Y}) = 0$ mais próximo à origem, através da perpendicularização entre o vetor posição e a superfície $G(\mathbf{Y}) = 0$. Primeiramente, toma-se um ponto qualquer \mathbf{Y}_k candidato a aproximar o vetor perpendicular a $G(\mathbf{Y}) = 0$ passando pela origem. Faz-se uma expansão em série de Taylor da função de falha G em torno deste ponto, sendo esta truncada em primeira ordem, passando a ser representada por g . Dado o gradiente da função de falha no espaço normal padrão avaliado no ponto \mathbf{Y}_k , $\nabla g(\mathbf{Y}_k)$, o novo ponto \mathbf{Y}_{k+1} será dado sobre a equação linearizada, de forma que $\check{g}(\mathbf{Y}_{k+1}) = 0$, portanto:

$$\check{g}(\mathbf{Y}_{k+1}) = g(\mathbf{Y}_k) + \nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot (\mathbf{Y}_{k+1} - \mathbf{Y}_k) = 0 \quad (4.23)$$

Tomando-se o vetor de cossenos diretores da função de falha no ponto \mathbf{Y}_k :

$$\alpha_k = \frac{\nabla g(\mathbf{Y}_k)}{|\nabla g(\mathbf{Y}_k)|} \quad (4.24)$$

e β_k o valor inicial do índice de confiabilidade dado por:

$$\beta_k = \sqrt{\mathbf{Y}_k^T \cdot \mathbf{Y}_k} \quad (4.25)$$

Da Equação 4.8 tem-se: $\mathbf{Y}^* = -\alpha\beta$, substituindo em 4.23, encontra-se:

$$\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot \mathbf{Y}_{k+1} = -\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot (\alpha_k \beta_k - g(\mathbf{Y}_k)) \quad (4.26)$$

Multiplica-se esta equação por:

$$\alpha_k^T \cdot \alpha_k = \frac{\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot \alpha_k}{|\nabla g(\mathbf{Y}_k)|} = 1 \quad (4.27)$$

que por ser numericamente igual a um, não altera o valor da expressão, logo:

$$\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot \mathbf{Y}_{k+1} = -\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot (\alpha_k \beta_k) - \frac{\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot \alpha_k}{|\nabla g(\mathbf{Y}_k)|} g(\mathbf{Y}_k) \quad (4.28)$$

Por fim, tem-se que o algoritmo HLRF pode ser representado pela expressão:

$$\mathbf{Y}_{k+1} = -\alpha_k \left(\beta_k + \frac{1}{|\nabla g(\mathbf{Y}_k)|} g(\mathbf{Y}_k) \right) \quad (4.29)$$

Outra expressão, independente de β , portanto, mais apropriada para implementação computacional, pode ser escrita como:

$$\mathbf{Y}_{k+1} = \frac{1}{|\nabla g(\mathbf{Y}_k)|^2} [\nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \cdot \mathbf{Y}_k - g(\mathbf{Y}_k)] \nabla g(\mathbf{Y}_k)^T \quad (4.30)$$

É importante destacar que o uso do algoritmo HLRF para a solução do problema de otimização não apresenta garantia de convergência. Seu uso em problemas com equações de estado limite altamente não-lineares, dependentes de variáveis aleatórias fortemente não-Gaussianas e correlacionadas pode levar a resultados espúrios. Entretanto, trabalhos já realizados com o algoritmo HLRF em diversas aplicações têm apresentado resultados satisfatórios, onde percebe-se uma rápida convergência. Para as funções de falha utilizadas nesta Dissertação, o algoritmo apresentou desempenho adequado.

4.2.3 Algoritmo do Método FORM

Com as informações supracitadas é possível estabelecer uma sequência de etapas para a aplicação do método FORM. Na análise de confiabilidade, a literatura costuma dividir este algoritmo em 10 passos, que são descritos a seguir:

- 1) Verificar as correlações equivalentes entre as variáveis aleatórias envolvidas no problema e montar a matriz Γ .
- 2) Definir um ponto \mathbf{X} no espaço original \mathbf{U} com o qual será iniciado a aplicação do método. Costuma-se escolher para tal ponto o valor das médias das respectivas variáveis aleatórias.
- 3) Montar as matrizes $\boldsymbol{\sigma}$ e \mathbf{m} , com os desvios padrão e médias das normais equivalentes no ponto \mathbf{X} , sendo estes determinados pelas equações 4.21 e 4.22.
- 4) Analisar a função de falha $G(\mathbf{X})$ – Equação 4.31, o jacobiano – Equação 4.32, e o gradiente de $G(\mathbf{X})$ – Equação 4.33 no espaço reduzido \mathbf{V} .

$$g(\mathbf{Y}) = G(\mathbf{X}) \quad (4.31)$$

$$\mathbf{J} = \Gamma \boldsymbol{\sigma}^{-1} \quad (4.32)$$

$$\nabla g(\mathbf{Y}) = (\mathbf{J}^{-1})^T \cdot \nabla G(\mathbf{X}) \quad (4.33)$$

- 5) Realizar através da Equação 4.12 a transformação do ponto inicial \mathbf{X} para o ponto \mathbf{Y} no espaço reduzido.

- 6) Aplicar o algoritmo de otimização HLRF para a determinação de um novo ponto \mathbf{Y} , Equação 4.30.
- 7) Determinar o índice de confiabilidade, Equação 4.3.
- 8) Determinar o novo ponto \mathbf{X} no espaço a partir do ponto \mathbf{Y} determinado no passo anterior. A partir da Equação 4.8 tem-se que o novo ponto \mathbf{X} será dado por:

$$\mathbf{X}_{K+1} = \mathbf{X}_K + (\mathbf{J}^{-1})^T \cdot (\mathbf{Y}_{k+1} - \mathbf{Y}_k) \quad (4.34)$$
- 9) Repetir os passos de 3 a 8 agora para o novo ponto \mathbf{X} até a convergência do resultado.
- 10) Determinar a probabilidade de falha para o índice de confiabilidade alcançado através da Equação 4.10.

4.2.4 Fator de Importância das Variáveis Aleatórias

O fator de importância de uma variável aleatória indica a influência que tal variável possui no valor final da probabilidade de falha. Uma das vantagens apresentadas pelo método FORM é o fato deste fornecer, além da probabilidade de falha, as chamadas medidas de sensibilidade, sendo uma delas, o fator de importância.

Em geral, problemas de confiabilidade estrutural tendem a apresentar um elevado número de variáveis aleatórias. Conhecer a influência dessas variáveis no processo aleatório em estudo facilita a compreensão e interpretação dos dados, podendo, inclusive, levar à conclusão de que uma variável com baixo fator de importância pode ser tomada como determinística na análise, diminuindo assim o custo computacional.

A determinação do fator de importância é realizada de forma direta através dos cossenos diretores já calculados na utilização do método FORM, desse modo, o fator de importância de cada variável envolvida na análise de confiabilidade será dado por:

$$I_i = \alpha_i^2 \quad (4.35)$$

Lembra-se que α_i é o cosseno diretor com relação a variável aleatória \mathbf{X}_i do vetor normal a superfície de falha no ponto de projeto e no espaço das variáveis reduzidas, calculado de acordo com a Equação 4.30.

4.3 Calibração dos Coeficientes Parciais de Segurança

A avaliação de equações de estado limite considerando as características estatísticas das variáveis envolvidas via métodos de confiabilidade estrutural leva o projetista a ter controle sobre os valores de probabilidade de falha desejados. Por outro lado, a manipulação deste tipo de análise pode não ser algo simples, desse modo, é comum a consideração das incertezas de projeto através de coeficientes parciais de segurança.

Em Ellingwood et al. (1980) é realizada uma descrição completa dos procedimentos para a determinação dos coeficientes parciais de segurança, desde métodos de análise de confiabilidade até métodos para calibração destes coeficientes. O trabalho também apresenta os critérios utilizados para a calibração dos primeiros coeficientes parciais de segurança adotados pela American National Standard A58.

As atuais normas de projeto são calibradas de forma que seus coeficientes levem a índices de confiabilidade pré-definidos. Os atuais coeficientes adotados pelas principais normas mundiais para o dimensionamento de estruturas de aço buscam levar a índices de confiabilidade próximos de três – Tabela 1.1. Em síntese, os valores característico, X_k , das variáveis de projeto são levados a valores de cálculo X_d através de um coeficiente parcial de segurança γ_x , Equação 4.36.

$$X_d = \gamma_x X_k \quad (4.36)$$

O valor de cálculo da variável, X_d , nada mais é do que o ponto de projeto \mathbf{X}^* no espaço normal equivalente ao ponto de projeto \mathbf{Y}^* no espaço reduzido. Como foi visto, é o ponto pertencente à equação do estado limite mais próximo à origem, portanto, este ponto leva a certo índice de confiabilidade β .

Como já mostrado, a determinação do índice de confiabilidade β e do ponto de projeto pode ser realizada através do método FORM. Assim, a calibração de coeficientes parciais de segurança para as variáveis de um problema cumpre as seguintes etapas: Escolha de um índice de confiabilidade alvo β ; Determinação através do método FORM do ponto de projeto \mathbf{X}^* que leva ao índice de confiabilidade desejado; Cálculo dos coeficientes parciais de segurança, γ_{X_i} , para cada uma das variáveis i através da Equação 4.37.

$$\gamma_{X_i} = \frac{X_i^*}{X_{ik}} \quad (4.37)$$

X_i^* é o valor da variável X_i no ponto de projeto do índice de confiabilidade alvo;

X_{i_k} é o valor característico da variável X_i .

O valor característico de uma dada variável X_i é normalmente calculado através da distribuição de probabilidade da variável e representa certo nível percentual de ocorrência. No estudo do concreto, por exemplo, a resistência característica representa o valor da resistência cuja probabilidade de ocorrência é superior a 95%, ou seja, existe assim, não mais que 5% de chance da tensão resistente real do material ser menor que o valor característico. A mesma probabilidade de ocorrência é utilizada para a determinação da resistência característica ao escoamento do aço.

5 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL APLICADA AS ESTRUTURAS DE AÇO COMPRIMIDAS

A aplicação dos conceitos de confiabilidade em estruturas de aço comprimidas envolve algumas etapas importantes. Entre estas, encontra-se a caracterização estatística das Variáveis Aleatórias envolvidas e o estabelecimento das funções de falha do problema a ser analisado. Quando se está diante de problemas de estruturas de aço em situação de incêndio a quantidade de incertezas associadas ao problema é maior, desse modo, a caracterização estatística das variáveis aleatórias pode não ser uma tarefa simples.

Outra dificuldade encontrada na aplicação da confiabilidade na análise de projeto é o estabelecimento de valores práticos de índice de confiabilidade alvo, ou seja, índice de confiabilidade que se deseja alcançar para um dado projeto. Em Ellingwood et. al. (1980) foram apresentadas as primeiras considerações a respeito de valores mínimos de índice de confiabilidade.

Em JCSS (2001), foi apresentado um modelo de código probabilístico, tal modelo fornece desde informações a respeito das variáveis aleatórias até valores para índice de confiabilidade alvo a serem utilizados em projetos. Este trabalho serviu como base para o EUROCODE – *Basis of structural design* (2002), que trata da análise de confiabilidade de elementos estruturais e estabelece limites mínimos para valores índice de confiabilidade aplicados as estruturas mais usuais. Quando o tema é o estudo de estruturas de aço em situação de incêndio, indícios de normatização da análise de confiabilidade foram estabelecidos em ECSC (2001).

Neste capítulo será realizada a caracterização das variáveis aleatórias envolvidas no estudo de elementos estruturais de aço em situação de incêndio. Serão apresentadas também informações relevantes a respeito do índice de confiabilidade alvo para situações normais de temperatura e as particularidades deste índice quando aplicado a situação de incêndio. Dando continuidade serão estabelecidas as funções de estado limite a serem analisadas e as estratégias utilizadas para suas avaliações. Por fim, será realizado um exemplo ilustrativo da aplicação dos conceitos de confiabilidade no estudo de elementos comprimidos à temperatura ambiente.

5.1 Caracterização Estatística das Variáveis de Projeto

Como apresentado no capítulo 2, a análise de estruturas de aço em situação de incêndio envolve desde propriedades térmicas do ambiente, a propriedades mecânicas e da transferência de calor dos elementos estruturais. Desse modo, na literatura as incertezas de projeto referentes ao estudo de estruturas de aço em situação de incêndio costumam ser divididas em três grandes grupos: características do incêndio, características de transferência de calor e características mecânicas.

As duas últimas estão diretamente relacionadas com as características do elemento estrutural. Quanto à característica mecânica, a literatura é mais abrangente. Em Ellingwood et al. (1978) é possível a obtenção das primeiras características aleatórias para verificação do comportamento mecânico de elementos de aço em situações normais de temperatura. Trabalhos mais recentes também apresentam informações a respeito dessas características como é o caso de Schmidt e Bartlett (2002). Quanto à situação de incêndio, Iqbal e Harichandran (2011) e Iqbal e Harichandran (2010b) apresentam em seus trabalhos informações estatísticas completas a respeito das principais variáveis térmicas. Hamilton (2011) apresenta uma síntese das principais variáveis aleatórias envolvidas na análise de elementos de aço em situação de incêndio, compiladas na Tabela 5.1.

Como ocorre para o caso determinístico, detalhado no capítulo 2 e 3, o processo de verificação de estruturas de aço em situação de incêndio pode ser dividido na análise térmica, propagação do incêndio e aumento de temperatura do elemento estrutural, e na análise mecânica. Este trabalho visa realizar uma aplicação de confiabilidade nas equações de estado limite que tratam do comportamento mecânico.

Assim, da Tabela 5.1, as principais variáveis a serem consideradas como aleatórias neste trabalho serão: cargas permanente e variável, resistência ao escoamento, módulo de elasticidade e geometria da seção. Como pode ser observado, o carregamento permanente será considerado uma distribuição normal com média igual 1,05 vezes o valor nominal e coeficiente de variação igual a 0,1, por sua vez, o carregamento variável será considerado assumindo uma distribuição gamma com média igual 0,24 vezes o valor nominal e coeficiente de variação igual a 0,6. Quanto às propriedades mecânicas, a resistência ao escoamento assumirá uma distribuição do tipo lognormal com média igual 1,03 vezes o valor nominal e coeficiente de variação igual a 0,063, já o módulo de elasticidade será considerada como distribuição do tipo Normal com

média igual a 1,04 vezes o valor nominal e coeficiente de variação igual a 0,05. Por fim, dimensões geométricas do perfil assumirão distribuição do tipo LogNormal com média igual ao valor nominal e coeficiente de variação igual a 0,02.

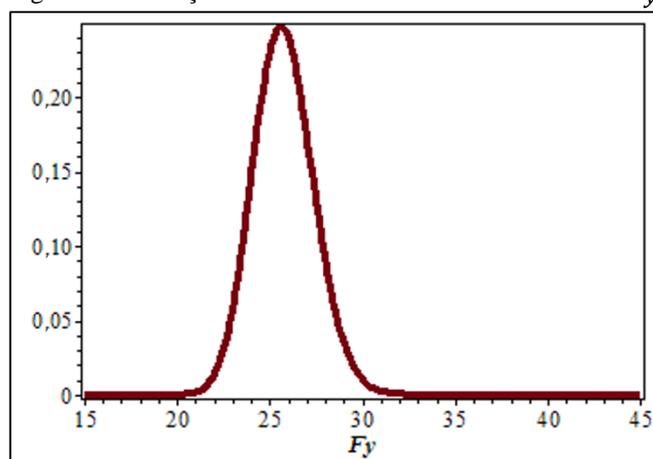
Tabela 5.1 – Variáveis aleatórias e suas distribuições.

Grupo	Variável	Símbolo	Distribuição	Média	Covariância
Incêndio	Carga Incêndio	q_{fk}	Gumbel	564 MJ/m ²	0,62
	Fator de Abertura	O	Normal	Nominal	0,05
	Massa específica	r_i	Normal	Nominal	0,1
	Calor específico	C_i	Normal	Nominal	0,1
	Condutividade Térmica	λ_i	Normal	Nominal	0,1
	Coefficiente de Convecção	H_c	Normal	Nominal	0,1
Transferência de Calor	Densidade do Aço	r_a	Normal	Nominal	0,1
	Calor específico do Aço	C_a	Normal	Nominal	0,1
	Espessura da proteção	e_p	LogNormal	Nominal+1,5875mm	0,2
	Condutividade Térmica do Aço	λ_a	Normal	Nominal	0,1
	Densidade da proteção	r_p	Normal	Nominal	0,24
	Calor específico da proteção	C_p	Normal	Nominal	0,24
Análise Mecânica Estrutural	Carga Permanente	D	Normal	1,05*Nominal	0,1
	Carga Variável	L	Gamma	0,24*Nominal	0,6
	Resistência ao escoamento	F_y	LogNormal	1,03*Nominal	0,063
	Módulo de elasticidade	E	Normal	1,04*Nominal	0,05
	Geometria da seção	-	LogNormal	Nominal	0,02

Fonte: Hamilton (2011).

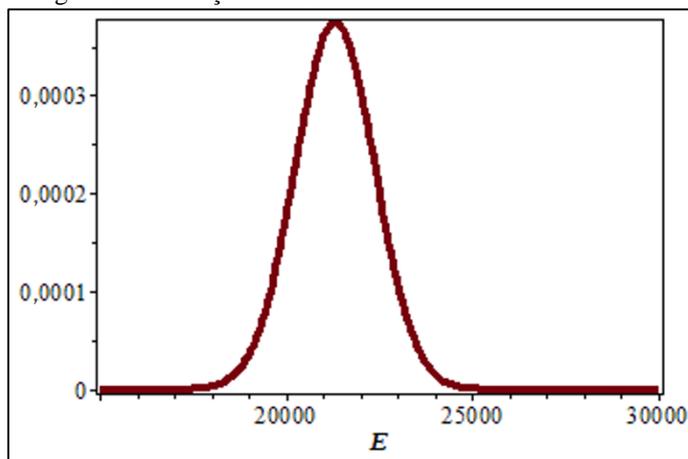
Para uma melhor entendimento das variáveis aleatórias utilizadas na análise estrutural, as Figuras 5.1 a 5.4, representam, respectivamente, a função densidade de probabilidade das V.A. F_y , E , D e L . A resistência ao escoamento tem valor nominal de 25 kN/cm² e o módulo de elasticidade de 20500 kN/cm², sendo assumido valor nominal unitário para as solicitações.

Figura 5.1 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. F_y .



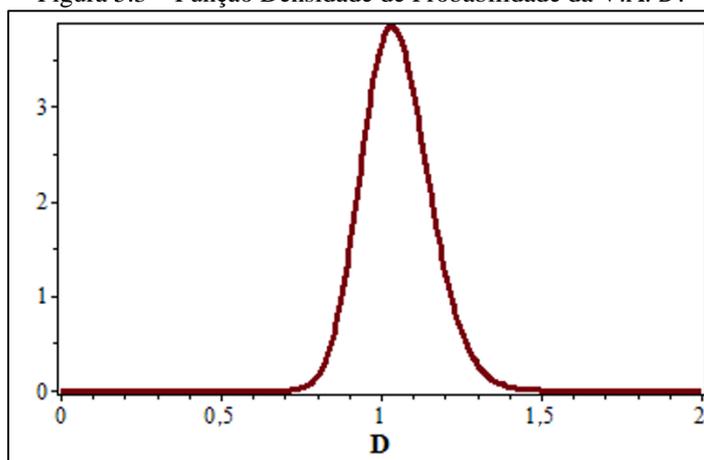
Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 5.2 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. E .



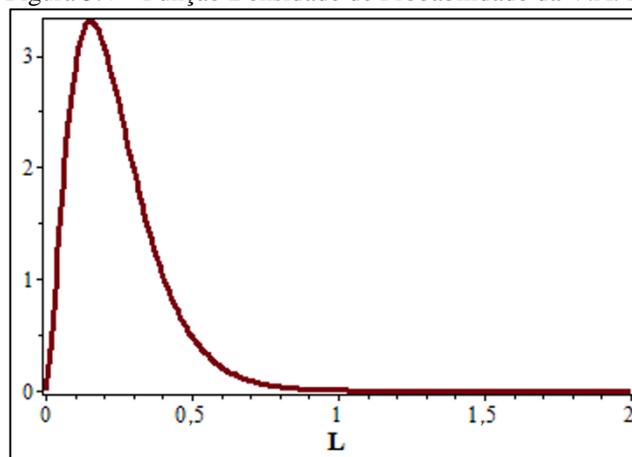
Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 5.3 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. D .



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 5.4 – Função Densidade de Probabilidade da V.A. L .



Fonte: Elaborada pelo Autor.

5.2 Função de Estado Limite para Elementos Comprimidos de Aço em Situação de Incêndio

Como já mencionado, uma importante etapa para a realização de uma análise de confiabilidade é a construção de uma função que represente cada um dos estados limites, denominada função de falha, aos quais o elemento estrutural possa estar sujeito. Tomando como referência a Equação 3.5, tem-se a função de falha:

$$G(\mathbf{X}) = R_{d,\varphi}(\mathbf{X}) - S_{d,\varphi}(\mathbf{X}) \quad (5.1)$$

\mathbf{X} : são vetores que contém as variáveis aleatórias do problema.

Essa função de falha será analisada de dois distintos modos.

No primeiro, a análise será feita no ponto de projeto – ocorrência da temperatura crítica, no qual será verificado como varia o índice de confiabilidade com o aumento do índice de esbeltez do elemento estudado.

No segundo será realizado um estudo mais geral em que se analisará a evolução do índice de confiabilidade para diferentes valores de temperatura e de índice de esbeltez para distintos valores de η , Equação 5.2.

$$\eta = \frac{S_{d,\varphi}}{S_d} = \frac{\gamma_{gi}F_G + \gamma_{qi}F_Q}{\gamma_g F_G + \gamma_q F_Q} \quad (5.2)$$

Este fator é a relação entre os esforços solicitantes em situação de incêndio (Equações 3.20, 3.21 e 3.22) e os esforços solicitantes em situações normais de projeto S_d . Como os fatores γ_g , γ_q , γ_{gi} e γ_{qi} são conhecidos e apresentados pela ABNT NBR 8681:2003, logo, assumindo a existência de uma proporcionalidade entre F_G e F_Q , por exemplo $F_G = F_Q$ ou $F_G = 2 F_Q$, é possível definir valores para η . Em Silva (2004) observa-se que η assume valores entre 0,2 e 0,8.

Com o intuito de observar tal índice no ponto de projeto, faz-se S_d igual ao esforço resistente de cálculo (N_{rd}) em situações normais de projeto calculado de acordo com a ABNT NBR 8800:2008 encontrando por fim $S_{d,\varphi}(\mathbf{X})$ através da proporção dada em (5.2). Pretende-se, com este tipo de análise, quantificar os níveis de segurança associados à equação de projeto preconizada em norma. Portanto, a Equação 5.1 pode ser reescrita como:

$$G(\mathbf{X}) = \chi_{\varphi} Q A_g k(\theta) f_y - (D + L) \quad (5.3)$$

Os valores nominais das variáveis aleatórias D e L são dados respectivamente por F_G e F_Q . Por sua vez χ_{φ} , Q e A_g são calculados utilizando-se as características mecânicas e geométricas apresentadas na Tabela 5.1. Para o caso de $k(\theta)$, este será calculado de forma determinística para a temperatura crítica do ponto de projeto proporcionada pelo índice de esbeltez do problema estudado e estando também diretamente relacionado com o valor de η como mostra Silva (2004).

O segundo modo de análise utiliza as mesmas considerações anteriores bem como a mesma equação de estado limite proposta em (5.3), entretanto, $k(\theta)$ não será calculado para a temperatura crítica, sendo este avaliado para diferentes valores de temperatura, Tabela 2.2.

Pode-se assim, avaliar o índice de confiabilidade para diferentes valores de esbeltez ao longo do processo de aquecimento.

5.3 Índice de Confiabilidade Alvo

Com as informações apresentadas até aqui foi possível o estabelecimento de elementos importantes para a aplicação da confiabilidade estrutural na análise de elementos comprimidos em situação de incêndio. Estabeleceu-se o formato das equações de estado limite a serem analisadas, caracterizaram-se as variáveis aleatórias envolvidas no problema e foi apresentado um método de transformação com o qual é possível a obtenção do índice de confiabilidade do problema.

Contudo, conhecido o índice de confiabilidade do problema é necessário verificar a aceitabilidade dos valores obtidos. Na literatura, o EUROCODE (2002) foi uma das primeiras recomendações normativas que viria a propor valores mínimos de índice de confiabilidade para as estruturas mais usuais. Estes valores estão relacionados a uma dada classe de risco do elemento estrutural e com a vida útil prevista para a estrutura, Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Índices de confiabilidade limite para determinadas classes de risco.

Classes de Risco	Índice de Confiabilidade (β_i)	
	β_1 (n=1 ano)	β_{50} (n=50 anos)
Baixa	5,1	4,3
Média	4,7	3,8
Alta	4,3	3,3

Fonte: EUROCODE (2002).

Portanto, o EUROCODE (2002) recomenda que o índice de confiabilidade um dado projeto, β , seja igual ou superior ao índice de confiabilidade proposto na Tabela 5.2, β_t , aqui denominado de índice de confiabilidade alvo. Abordado o tema de modo inverso, os limites para o índice de confiabilidade estabelecem que:

$$P_f \leq P_t \quad (5.4)$$

onde P_f é a probabilidade de falha do problema e P_t é probabilidade limite.

Todavia, para condições de verificação em situação de incêndio os valores apresentados na Tabela 5.1 não são usuais. Em um problema que envolva o incêndio, por se tratar de um evento excepcional, além da probabilidade associada ao estado limite do elemento estrutural existirá uma probabilidade relacionada à ocorrência do incêndio.

Desse modo a comunidade científica europeia de 1994 a 1998, através de 11 parceiros e coordenados pela PROFILARBED Research, desenvolveu uma pesquisa denominada “*Natural Fire Safety Concept*” – publicado pela *European Coal and Steel Community* – ECSC (2001). O objetivo do trabalho era estabelecer uma abordagem realista para a análise de confiabilidade estrutural em caso de incêndio, levando em conta medidas ativas de combate ao incêndio e características reais deste.

Quando o problema está inserido em uma situação de incêndio, segundo o ECSC (2001), a probabilidade de falha do problema estrutural é influenciada por duas distintas probabilidades: a probabilidade de ocorrência de incêndio (P_{fi}) e, a probabilidade de falha do elemento estrutural no incêndio ($P_{f,fi}$). Portanto, a Eq. (5.4) para a situação de incêndio pode ser representada por:

$$P_{f,fi} \cdot P_{fi} \leq P_t \quad (5.5)$$

Segundo o ECSC (2001), a probabilidade de que o fogo se propague está relacionada ao compartimento e depende da área deste e do combate ativo ao incêndio com medidas como: sprinklers, detecção automática de incêndio por fumaça ou calor, alarmes de transmissão automática com os bombeiros e com a intervenção dos bombeiros.

Desse modo, a determinação do valor da probabilidade de ocorrência de um incêndio de grandes proporções estará diretamente relacionada a pontos como:

- Ocorrência do incêndio;
- Os ocupantes não conseguem extinguir o fogo;
- As medidas automáticas ativas (sprinklers e outros) não conseguem extinguir o fogo;
- Os bombeiros não conseguem apagar o fogo.

O ECSC (2001) estabelece que a probabilidade de ocorrência de um incêndio de grandes proporções por ano e capaz de pôr em perigo a estabilidade estrutural pode ser expressa como:

$$P_{fi} = p1 \cdot p2 \cdot p3 \cdot A_{fi} \cdot p4 \quad (5.6)$$

com:

$p1$: probabilidade de incêndio grave (por m² e por ano).

$p2$: fator de redução adicional, dependendo dos tipos de bombeiros e do tempo entre alarme e intervenções dos bombeiros ($p2$ é também a probabilidade de fracasso de brigada de incêndio em parar o incêndio).

$p3$: fator de redução associado à existência de detecção automática de incêndio (por fumaça ou calor) ou de alarme de transmissão automática.

$p4$: fator de redução associado à existência de sistema de sprinkler ($p3$) é também a probabilidade de falha de sprinkler em parar o incêndio).

A_{fi} : área de superfície do compartimento em situação de incêndio.

A Tabela 5.3 apresenta valores propostos pelo ECSC (2001) para a determinação do valor da probabilidade de ocorrência de um incêndio de grandes proporções.

Determinado o valor para P_{fi} e conhecendo o índice de confiabilidade alvo apresentados na Tabela 5.1 tem-se também possíveis valores para P_t . Da Equação 5.7 verifica-se que:

$$P_{f,fi} \leq \frac{P_t}{P_{fi}} \quad (5.7)$$

Como $P_{f,fi}$ é a probabilidade de falha do elemento estrutural em situação de incêndio, o índice de confiabilidade alvo para tal situação será dado por:

$$\beta_{fi,t} = -\Phi^{-1}(P_{f,fi}) \tag{5.8}$$

Portanto, o índice de confiabilidade alvo para o problema em situação de incêndio é então determinado através de:

$$\beta_{fi,t} = -\Phi^{-1}\left(\frac{p_t}{p_{fi}}\right) \tag{5.9}$$

Tabela 5.3 – Valores para os fatores de redução p1, p2, p3 e p4.

Fatores p1, p2, p3 e p4			
Probabilidade de incêndio grave			
Ocupação/Atividade	p1 [10 ⁻⁷ / (m ² .ano)]		
Escritório	2 - 4		
Residencial	4 - 9		
Indústria	5 - 10		
Fator de redução adicional			
Tempo entre alerta e ação dos bombeiros (t)			
p2	≤10'	10<t≤20'	20'<t≤30'
Tipo de Bombeiro			
Profissional	0,05	0,1	0,2
Não Profissional	0,1	0,2	1,0
Fator de redução associado à existência de detecção automática de incêndio			
Medidas	p3		
Detector de Fumaça	0,0625		
Detector de Calor	0,25		
Alarme automático com os bombeiros	0,25		
Fator de redução associado à existência de sistema de sprinkler			
Tipo de Sprinkler	p4		
Normal	0,02		
Padrão Alto	0,01 – 0,005		
Padrão Baixo	≥ 0,05		

Fonte: ECSC (2001).

É fácil notar que devido a quantidade de particularidades que envolvem a situação de incêndio não existem valores fixos para $\beta_{fi,t}$, diferente do que pode ocorrer para situações normais de temperatura. A Tabela 5.4 apresentada a seguir apresenta alguns dos valores apresentados pela ECSC (2001), aplicáveis a edifícios comerciais com vida útil de 55 anos, levando em conta uma probabilidade de ocorrência de um incêndio grave de 4×10^{-7} por m² e $P_t = 7,23 \times 10^{-5}$ (EUROCODE, 2002, para $\beta_{50} = 3,8$). Para outras situações recomenda-se que a ECSC (2001) seja consultada.

Tabela 5.4 – Índices de confiabilidade limite para situação de incêndio.

Área Sujeita ao incêndio [m ²]	Índice de Confiabilidade ($\beta_{fi,t}$)		
	Detector de fumaça	Sprinkler	
25	1,12	<0	
250	2,22	0,81	
500	2,48	1,25	
1000	2,72	1,62	

Fonte: ECSC (2001).

5.4 Aplicação da confiabilidade estrutural no estudo de elementos de aço comprimidos à temperatura ambiente

A fim de se ilustrar as principais informações apresentadas até aqui, nesta seção é apresentado um exemplo da aplicação do método FORM para a análise de um problema de estrutura de aço. Como se trata de um exemplo preliminar, optou-se pelo estudo das recomendações de dimensionamento de elementos comprimidos de aço em temperatura ambiente.

5.4.1 Exemplo de Verificação do índice de confiabilidade

Como já mencionado, mesmo que pequena, toda estrutura estará sujeita a uma probabilidade de falha. Desse modo, quando um projetista realiza um dimensionamento de um elemento comprimido utilizando as recomendações propostas pela ABNT NBR 8800:2008, existe um nível de segurança associado, intrínseco à formulação e as variáveis de projeto. Com isso, o objetivo deste primeiro exemplo avaliar o comportamento do índice de confiabilidade associado ao ponto de projeto calculado de acordo com a Equação 3.2.

O primeiro passo é a definição da função de estado limite do problema. Da Equação 3.1, observa-se que o estado limite do elemento comprimido será atingido para a situação em que o esforço solicitante seja ao menos igual ao esforço resistente do elemento. Assim, uma estratégia para a análise no ponto limite de projeto é fazer esforços solicitantes iguais aos esforços resistentes calculados de forma determinística, de modo que:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Rd} \quad (5.12)$$

Contudo, deterministicamente o esforço solicitante é composto por um carregamento permanente - D_n , e um carregamento variável - L_n , logo:

$$N_{c,Sd} = \gamma_D \cdot D_n + \gamma_L \cdot L_n \quad (5.13)$$

Onde γ_D e γ_L são respectivamente fatores de ponderação das ações permanentes e das ações variáveis. Tais valores podem ser encontrados na ABNT NBR 8681:2003, tendo-se para as situações mais comuns de projeto $\gamma_D = 1,35$ e $\gamma_L = 1,5$. Portanto, assumindo a existência de uma proporcionalidade entre D_n e L_n por exemplo $D_n = L_n$ ou $D_n = 2,5 L_n$, é possível através da equações 5.12 e 5.13 calcular seus valores determinísticos, ou seja, os valores nominais dos esforços solicitantes no ponto limite de projeto.

Por fim, a equação de estado limite para essa situação pode então ser escrita como:

$$G(\mathbf{X}) = \chi Q A_g f_y - D - L \tag{5.14}$$

Onde \mathbf{X} é um vetor contendo as variáveis aleatórias do problema: as dimensões do perfil a ser estudado, o módulo de elasticidade e a resistência ao escoamento do material, e os esforços solicitantes. As informações probabilísticas destas variáveis estão apresentadas na Tabela 5.1.

No presente exemplo é adotado um perfil soldado CS 300x76, para valores de esbeltez do elemento que variam de 20 à 200, constituído de um aço cuja resistência ao escoamento tem valor nominal de 250 MPa e o módulo de elasticidade com valor nominal de 205000 MPa, sendo assumida uma proporcionalidade dada por $D_n = L_n$.

A análise de confiabilidade da Equação 5.14 pode ser realizada através do método FORM. O algoritmo deste método, apresentado no capítulo anterior, foi implementado computacionalmente em ambiente MATLAB. A Tabela 5.5 apresenta os índices de confiabilidade e as probabilidades de falha obtidas para problemas com diferentes índices de esbeltez.

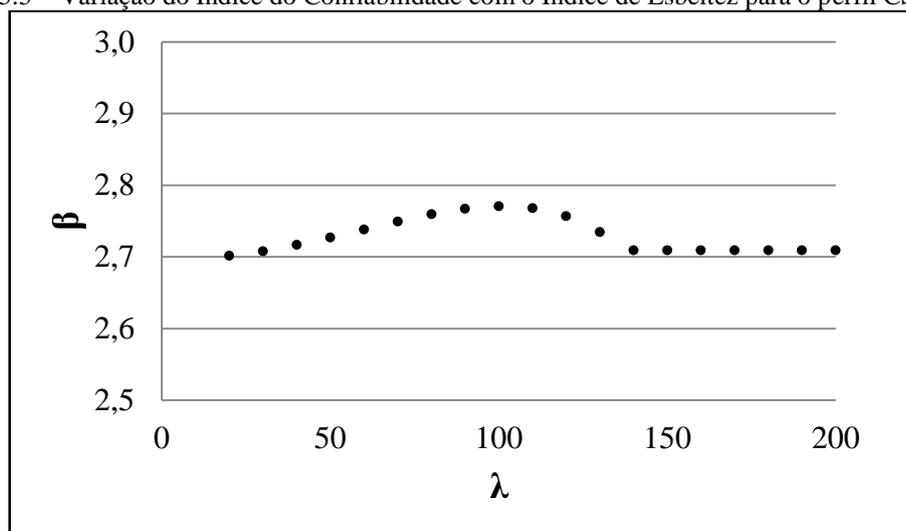
Tabela 5.5 – Resultados confiabilísticos do problema.

Perfil CS 300x76					
λ	β	pf	λ	β	pf
20	2,70	3,45 10 ⁻³	120	2,76	2,92 10 ⁻³
30	2,71	3,38 10 ⁻³	130	2,73	3,12 10 ⁻³
40	2,72	3,30 10 ⁻³	140	2,71	3,37 10 ⁻³
50	2,73	3,20 10 ⁻³	150	2,71	3,37 10 ⁻³
60	2,74	3,09 10 ⁻³	160	2,71	3,37 10 ⁻³
70	2,75	2,99 10 ⁻³	170	2,71	3,37 10 ⁻³
80	2,76	2,89 10 ⁻³	180	2,71	3,37 10 ⁻³
90	2,77	2,83 10 ⁻³	190	2,71	3,37 10 ⁻³
100	2,77	2,80 10 ⁻³	200	2,71	3,37 10 ⁻³

Fonte: Elaborada pelo Autor.

Com os valores apresentados na Tabela 5.4 é possível construir uma representação gráfica do comportamento do índice de confiabilidade com o aumento do índice de esbeltez, o qual é apresentado na Figura 5.5.

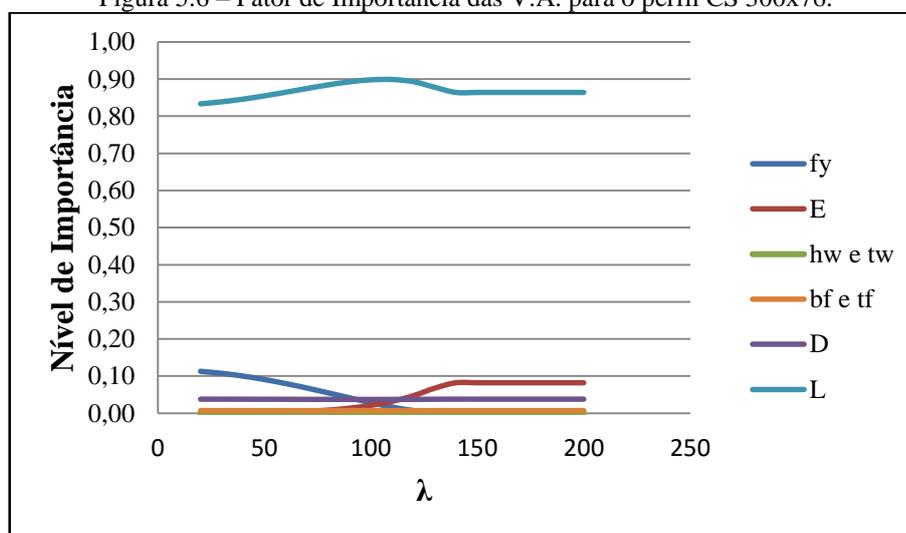
Figura 5.5 – Variação do Índice do Confiabilidade com o Índice de Esbeltez para o perfil CS 300x76.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Com base no método FORM obtêm-se os fatores de importância relativos a cada variável aleatória no valor final do índice de confiabilidade, estes fatores podem ser observados na Figura 5.6.

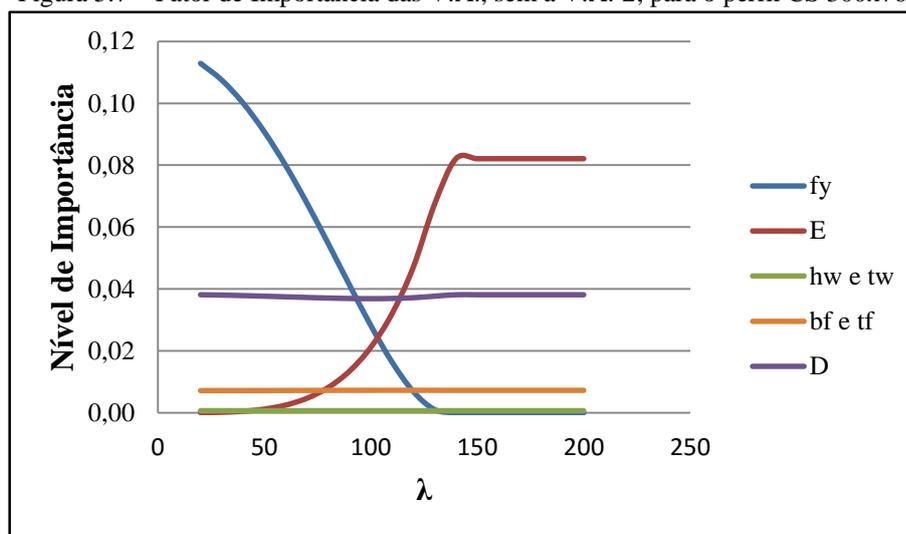
Figura 5.6 – Fator de Importância das V.A. para o perfil CS 300x76.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Devido à predominância do fator de importância da variável aleatória L , na Figura 5.7 se apresenta com mais detalhes os fatores de importância das demais variáveis.

Figura 5.7 – Fator de Importância das V.A., sem a V.A. L, para o perfil CS 300x76.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Assim, fica exemplificada uma aplicação da confiabilidade ao estudo de elementos comprimidos em situação normal de temperatura. No primeiro resultado deste exemplo é possível notar uma não uniformidade no índice de confiabilidade, entretanto, este assumiu valores próximos para diferentes índices de esbelteza do elemento, em torno de 2,7. Destaca-se também que quando comparados às recomendações do EUROCODE (2002), Tabela 5.2, os índices de confiabilidade do exemplo apresentaram valores inferiores, ou seja, a probabilidade de falha associada ao exemplo é superior ao valor recomendado.

Quanto ao nível de importância das variáveis aleatórias envolvidas no cálculo do esforço resistente, observa-se para problemas com baixo índice de esbelteza que o nível de importância de f_y é muito superior ao das outras V.A.. O aumento no índice de esbelteza levou a uma diminuição da importância de f_y e um aumento significativo na importância do módulo de elasticidade. Tal fato é compreensível, pois o estado limite de problemas de compressão para perfis muito esbeltos ocorre em regime elástico. Quanto aos esforços solicitantes a variável aleatória que representa o comportamento das cargas variáveis possui influência muito superior à variável que representa as cargas permanentes.

Por fim, visto que o problema foi analisado para um único perfil o que não permite generalizações, destaca-se que conclusões para este exemplo são limitadas. Entretanto, é possível repetir o exemplo para diferentes perfis e assim, com uma maior quantidade de resultados, buscar mais fatores que possam influenciar nos resultados e então generalizar as conclusões.

6 RESULTADOS

Conhecido o comportamento estatístico das variáveis aleatórias e a função de falha do problema em estudo, pode-se aplicar os conceitos de confiabilidade estrutural na análise e dimensionamento de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio. Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos através das duas análises propostas no item 5.2, bem como a discussão acerca destas. Ainda, é apresentado um modelo para determinação da temperatura crítica de um elemento, que atenda a um índice de confiabilidade alvo, definido pelo projetista, como os descritos no item 5.3.

6.1 Análise do Índice de Confiabilidade no Ponto de Projeto

Deterministicamente, a ABNT NBR 14323:2013 apresenta o método simplificado para a verificação de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio. No limite do ponto de projeto, Equação 3.4, pode-se determinar a máxima temperatura à qual o elemento estrutural poderá ser exposto sem atingir seu estado limite. No limite desta condição se pode construir a função de falha de nosso problema, Equação 5.1, e, com isso, determinar o índice de confiabilidade relacionado a uma dada temperatura crítica. Trata-se assim, do primeiro modo de análise descrito no item 5.2.

O objetivo na Equação 5.1 é a determinação do índice de confiabilidade de um dado problema, de forma que essa deve refletir modelo mecânico do problema, com base nas considerações normativas adotadas. Quanto aos coeficientes de segurança, a Tabela 6.1 mostra os valores adotados na análise, sendo estes aplicáveis a locais em que os pesos dos equipamentos não sejam predominantes e não fiquem fixos por longos períodos, e àqueles que não possuam elevadas concentrações de pessoas.

Tabela 6.1 – Coeficientes de ponderação.

Coeficientes de Ponderação adotados	
γ_g	1,35
γ_q	1,5
γ_{gi}	1,1
γ_{qi}	0,21

Fonte: Elaborada pelo Autor.

É necessário também estabelecer a relação existente entre o carregamento permanente e o carregamento variável, respectivamente, D e L . Nesta análise foram adotadas três

proporcionalidades, $D = L$, $D = 2L$ e $D = 0,5L$. Desse modo, com únicos valores de coeficientes de segurança – Tabela 6.1, através da Equação 5.2 se tem diferentes valores para η , abrangendo assim diferentes situações.

Por fim, é necessária a escolha das características mecânicas e geométricas. Com relação as características mecânicas, admite-se que os elementos analisados são constituídos de um aço cuja resistência ao escoamento tem valor nominal de 250 MPa, com módulo de elasticidade nominal de 205000 MPa. Quanto às características geométricas, serão analisados perfis do tipo I soldados e laminados, variando entre perfis leves e mais robustos.

O comportamento dos perfis laminados e soldados é regido por diferentes expressões normativas, o que influencia diretamente na construção da função de falha do problema. Outra característica dos perfis, contemplada pela formulação de projeto e, conseqüentemente, representada na função de falha, é a predisposição à instabilidade local. Neste trabalho, com o intuito de uma análise abrangente, optou-se pela análise de perfis I - soldados CS, soldados CVS e laminados W.

6.1.1 Análise para a Proporcionalidade $D = L$

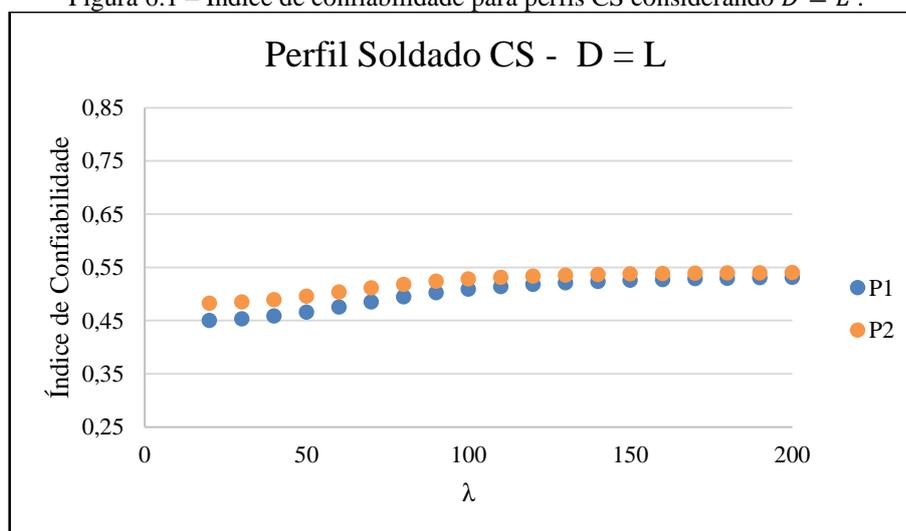
Inicialmente, analisou-se o índice de confiabilidade apresentado no ponto de projeto para perfis CS. A função de falha foi analisada através do método FORM, com algoritmo implementado em MATLAB, através deste foram analisados todos os perfis CS, para diferentes valores de índice de esbeltez. Na Tabela 6.2 apresenta-se o índice de confiabilidade obtido para estes perfis, sem predisposição a instabilidade local, para uma razão $D = L$, que corresponde a $\eta = 0,4596$.

Para o caso de um índice de esbeltez de 20, a temperatura crítica calculada através do método simplificado da ABNT 14323:2013, descrito no capítulo 3, foi de 596,47 °C. Por sua vez, o índice de confiabilidade obtido via FORM foi de 0,450. Com esses dados, pode-se representar graficamente como o índice de confiabilidade no ponto de projeto varia com o aumento do índice de esbeltez, Figura 6.1. Na Figura também apresentam-se os resultados para os perfis com predisposição à instabilidade local. Ao longo deste capítulo, admite-se que P1 representa toda a gama de perfis sem predisposição a instabilidade local, enquanto P2 representa os perfis com tal predisposição.

Tabela 6.2 – Índice de confiabilidade, probabilidade de falha e temperatura crítica para perfis CS considerando $D = L$.

Perfil	CS	Inst. Local	Não
D/L	1	η	0,4596
λ	β	pf	θ_{crit}
20	0,450	$3,26 \cdot 10^{-1}$	596,47
30	0,453	$3,25 \cdot 10^{-1}$	586,80
40	0,458	$3,23 \cdot 10^{-1}$	576,77
50	0,466	$3,20 \cdot 10^{-1}$	566,06
60	0,475	$3,17 \cdot 10^{-1}$	554,65
70	0,485	$3,13 \cdot 10^{-1}$	542,94
80	0,494	$3,10 \cdot 10^{-1}$	531,67
90	0,502	$3,07 \cdot 10^{-1}$	521,76
100	0,509	$3,05 \cdot 10^{-1}$	514,10
110	0,514	$3,03 \cdot 10^{-1}$	509,40
120	0,518	$3,02 \cdot 10^{-1}$	508,12
130	0,521	$3,01 \cdot 10^{-1}$	510,48
140	0,523	$3,00 \cdot 10^{-1}$	516,90
150	0,525	$2,99 \cdot 10^{-1}$	523,41
160	0,527	$2,99 \cdot 10^{-1}$	528,80
170	0,528	$2,98 \cdot 10^{-1}$	533,33
180	0,529	$2,98 \cdot 10^{-1}$	537,21
190	0,530	$2,97 \cdot 10^{-1}$	540,55
200	0,531	$2,97 \cdot 10^{-1}$	543,46

Fonte: Elaborada pelo Autor.

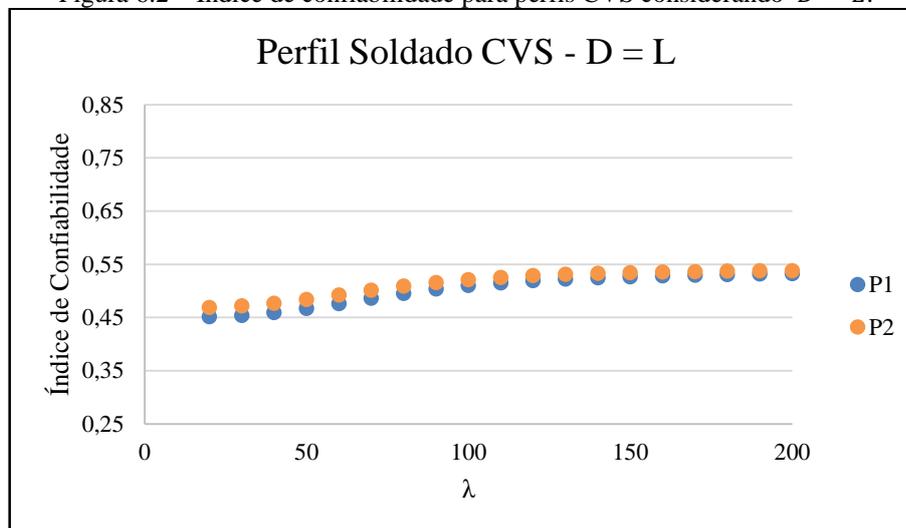
Figura 6.1 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = L$.

Fonte: Elaborada pelo Autor.

Repetindo o mesmo procedimento, pode-se analisar o índice de confiabilidade apresentado no ponto de projeto para perfis soldados CVS. O mesmo algoritmo implementado em MATLAB é utilizado para a aplicação do método FORM, com o qual se verificou todos os perfis CVS,

com ou sem predisposição a instabilidade local, para diferentes valores de índice de esbeltez, considerando-se a razão $D = L$.

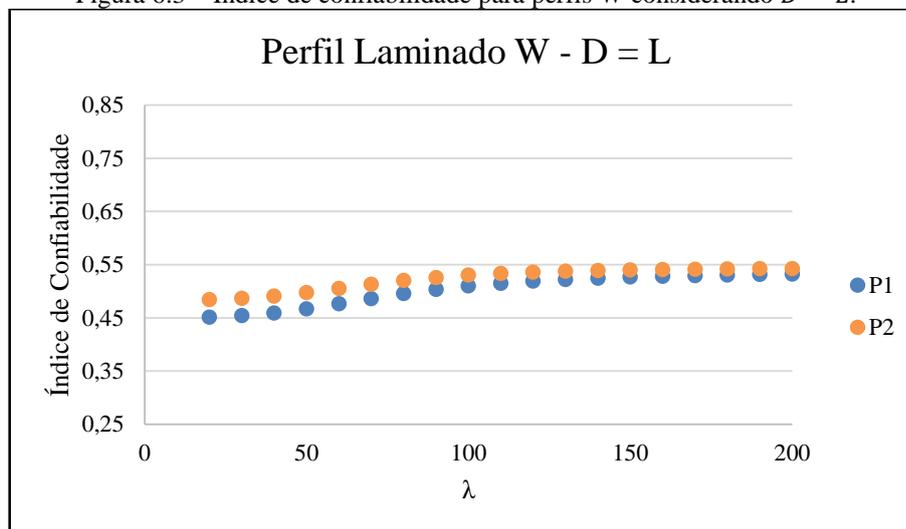
Figura 6.2 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Por fim, é possível realizar a análise dos perfis laminados W, utilizando novamente o algoritmo implementado em MATLAB para a aplicação do método FORM, com as devidas modificações em condições pontuais da função de falha.

Figura 6.3 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = L$.

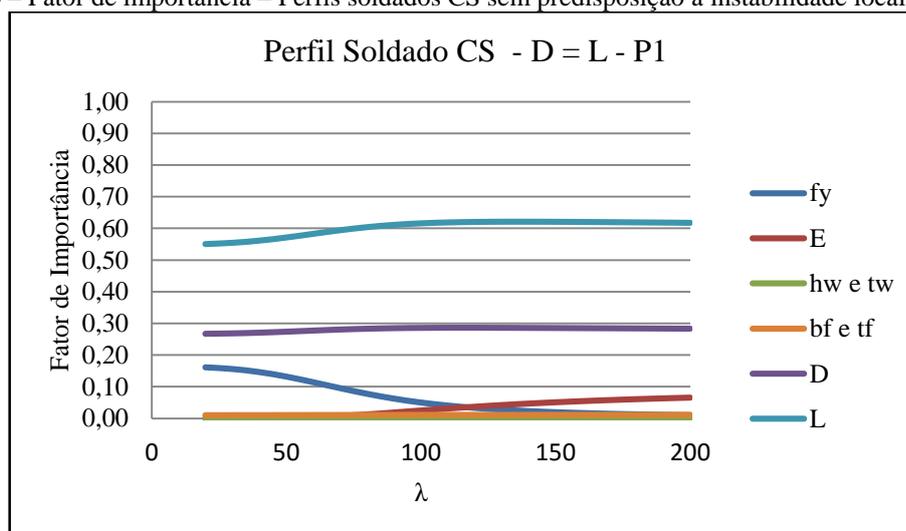


Fonte: Elaborada pelo Autor.

Observa-se que o comportamento dos 3 perfis não difere significativamente, estes apresentam valores de β entre 0,45 e 0,55. Como mencionado no capítulo anterior uma das vantagens do uso do método FORM é a obtenção do chamado fator de importância, que mede a influência de cada variável no processo aleatório em estudo. De modo geral, o fator de importância para os três distintos perfis apresentaram valores muito semelhantes, desse modo, a representação

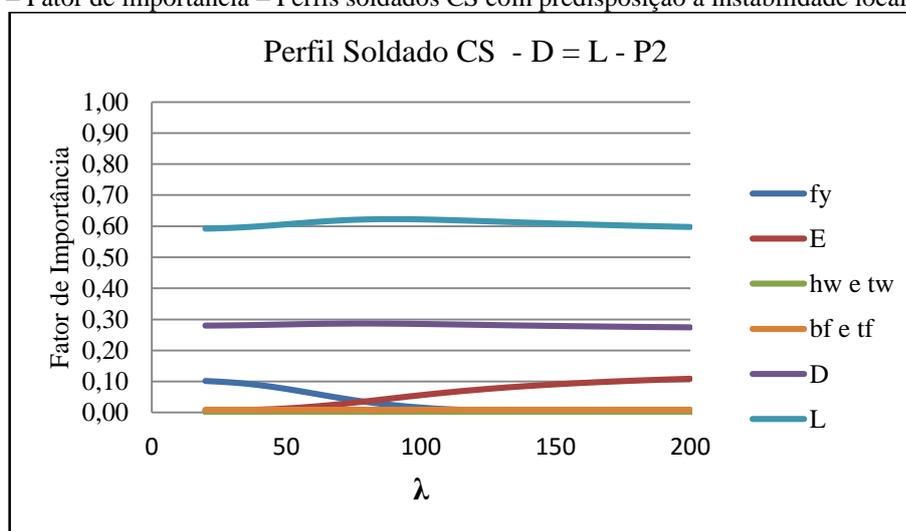
gráfica do fator para um dos perfis é suficiente para o entendimento do comportamento das variáveis aleatórias para os resultados apresentados. Entretanto, existe pequenas alterações para a situação em que os perfis estão sujeitos à instabilidade local, assim, na Figura 6.4 e 6.5 são mostrados os fatores de importância das variáveis aleatórias envolvidas no problema para o perfil CS, com e sem predisposição a instabilidade local.

Figura 6.4 – Fator de importância – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 6.5 – Fator de importância – Perfis soldados CS com predisposição a instabilidade local para $D = L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Analisando-se os resultados nota-se que o índice de confiabilidade é modificado por distintos fatores: o aumento da esbeltez do elemento e a predisposição a instabilidade local. O aumento da esbeltez do elemento estudado levou a um acréscimo nos valores do índice de confiabilidade, o mesmo ocorre quando existe a predisposição a instabilidade local, o elemento apresenta maiores valores de β . Erroneamente, é possível a construção da ideia que problemas

mais esbeltos apresentassem uma maior probabilidade de falha, entretanto, a instabilidade global é tratada pela norma brasileira através do fator χ_ϕ que penaliza o esforço resistente à medida que o elemento se torna mais esbelto, tal penalização provoca uma diminuição na probabilidade de falha do problema. Identifica-se, então, um aspecto conservador da norma em análise.

Verificando-se a importância de cada variável desse problema, Figura 6.4, observa-se que o aumento na esbeltez do elemento provoca alterações na importância das variáveis aleatórias. De modo geral, as variáveis de carregamento são as que possuem maior importância nos resultados do problema, entretanto, apresentam pouca variação com o aumento na esbeltez. O aumento da esbeltez altera significativamente a importância da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade. Em problemas pouco esbeltos a resistência ao escoamento apresenta uma importância maior que a do módulo de elasticidade, à medida que o problema fica mais esbelto a importância da tensão do escoamento diminui e a do módulo de elasticidade aumenta. Tal comportamento é esperado, pois o estado limite de problemas de compressão para elevados índices de esbeltez ocorre em regime elástico. Nota-se que a influência de E se manifesta mais fortemente no caso do pilar sujeito à instabilidade local.

Quando comparado a tensão do escoamento, estatisticamente, o módulo de elasticidade se apresenta como uma variável de distribuição normal e com menor coeficiente de variação, justificando assim o aumento na confiabilidade do problema. A variável aleatória resistência ao escoamento, que governa o problema para valores menores de esbeltez, possui distribuição não-Gaussiana (Lognormal), e apresenta maior dispersão dos valores em torno da média. As Figuras 5.1 e 5.2 ilustram o exposto.

Por fim, como as três classes estudadas apresentam comportamento semelhante para β com a variação na esbeltez do elemento, os comentários supracitados podem então ser estendidos para todos os perfis I soldados e laminados, quando estes são avaliados segundo as recomendações propostas pelo método simplificado da ABNT NBR 14323:2013.

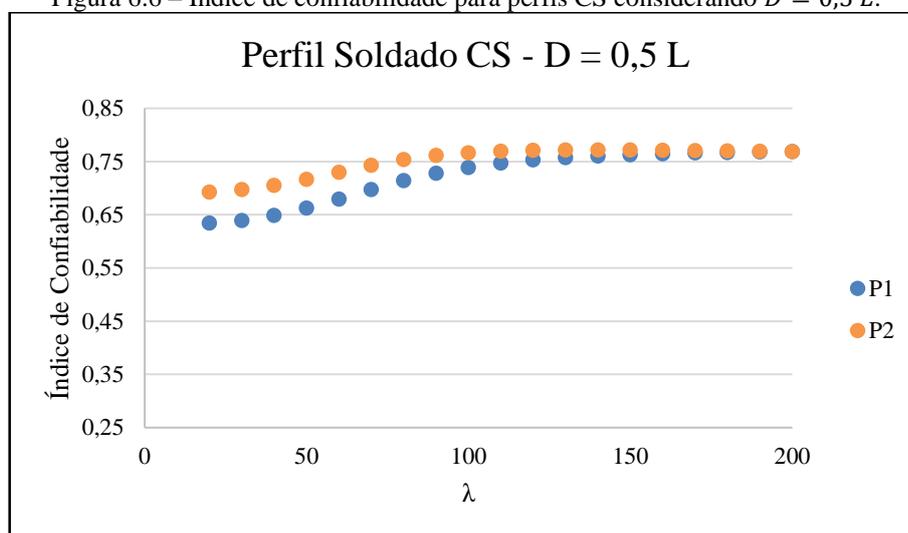
Outro fator que visivelmente influencia na probabilidade de falha do problema é a predisposição à instabilidade local. Na Figura 6.1, observa-se que problemas com predisposição à instabilidade local apresentaram um leve aumento no índice de confiabilidade. O efeito da instabilidade local é considerado através do fator Q , o que provoca uma modificação na função de falha e consequentemente altera o comportamento probabilístico do problema.

6.1.2 Análise para as proporcionalidades $D = 0,5 L$ e $D = 2 L$

De forma análoga ao exposto no item 6.1.1, pode-se estender a análise para diversas situações de carregamento, alterando-se a proporcionalidade entre os carregamentos permanente e variável.

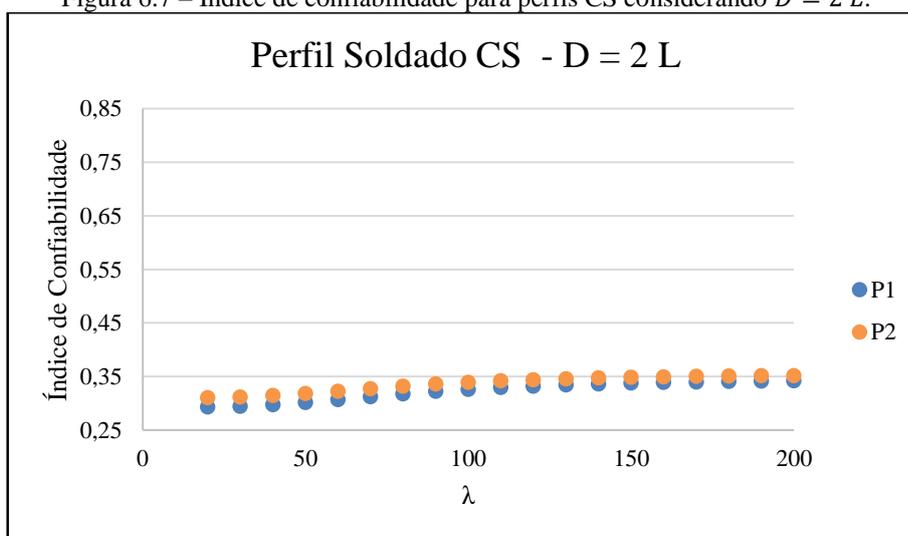
Inicialmente para os perfis CS, a análise pode ser repetida para as proporcionalidades $D = 0,5 L$ e $D = 2 L$, sendo a variação do índice de confiabilidade no ponto de projeto com o aumento do índice de esbeltez apresentada nas Figuras 6.6 e 6.7.

Figura 6.6 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = 0,5 L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

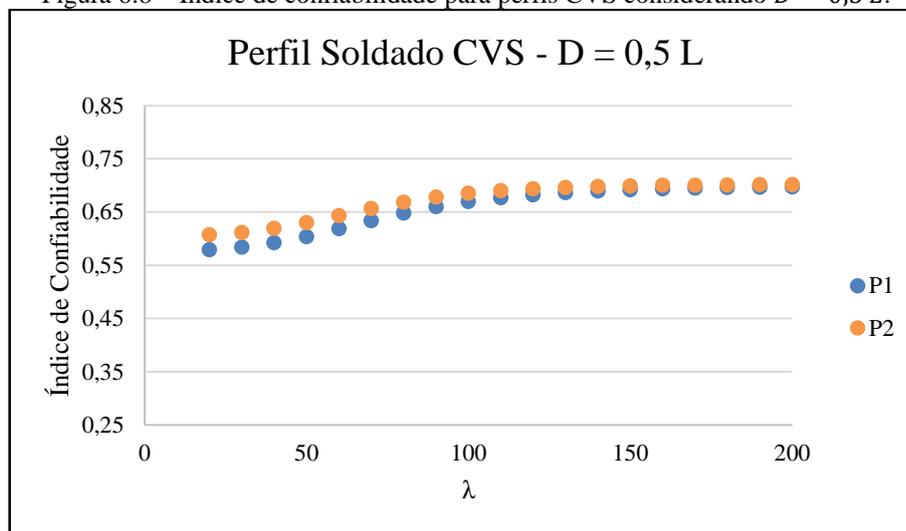
Figura 6.7 – Índice de confiabilidade para perfis CS considerando $D = 2 L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

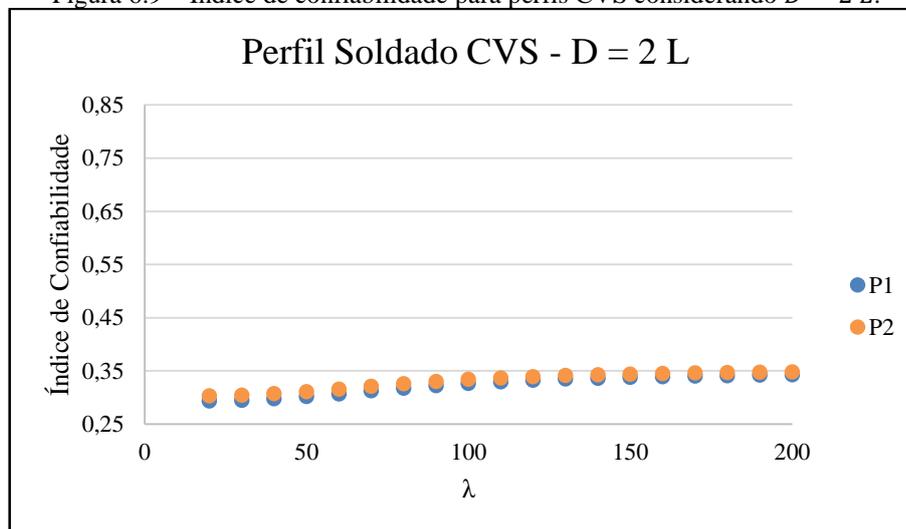
Repetindo o mesmo procedimento, pode-se analisar o índice de confiabilidade apresentado no ponto de projeto para perfis soldados CVS. Tais resultados estão representados nas Figuras 6.8 e 6.9.

Figura 6.8 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = 0,5 L$.



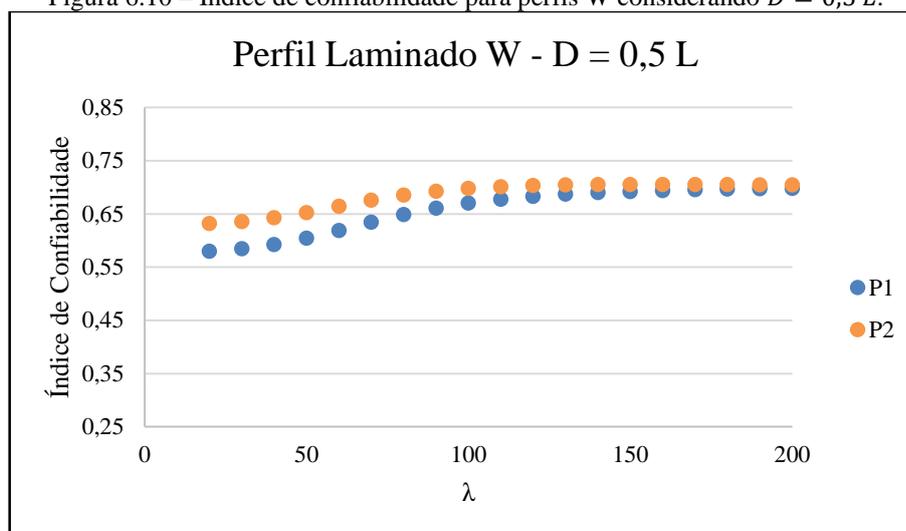
Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 6.9 – Índice de confiabilidade para perfis CVS considerando $D = 2 L$.

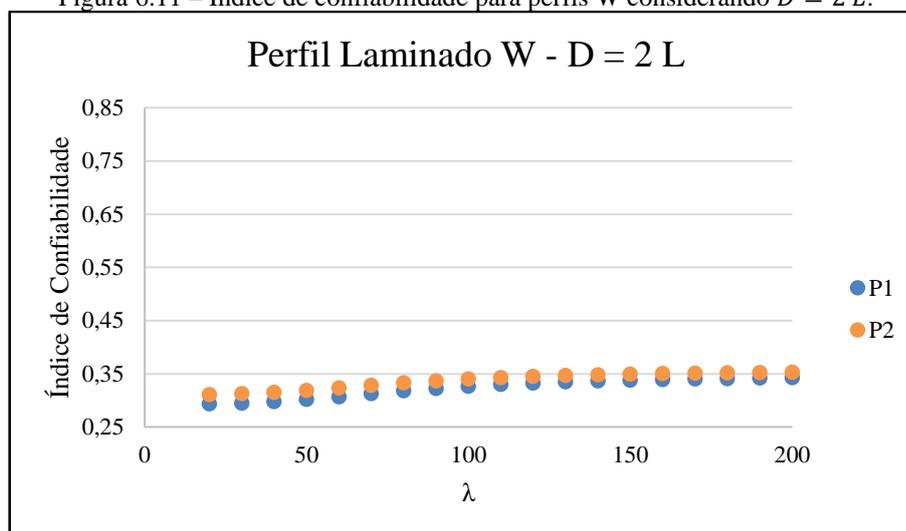


Fonte: Elaborada pelo Autor.

Por fim, é possível realizar a análise dos perfis laminados W, a variação do índice de confiabilidade com o aumento do índice de esbeltez está representada nas Figuras 6.10 e 6.11

Figura 6.10 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = 0,5 L$.

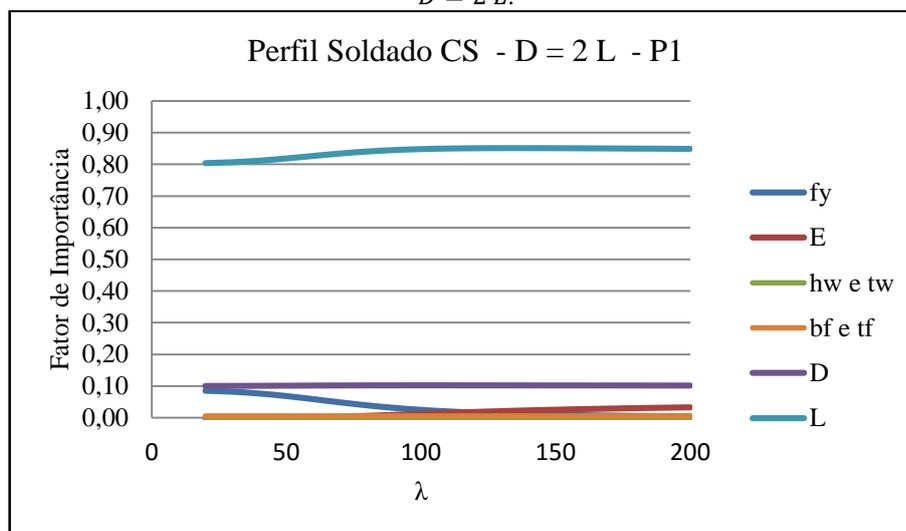
Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 6.11 – Índice de confiabilidade para perfis W considerando $D = 2 L$.

Fonte: Elaborada pelo Autor.

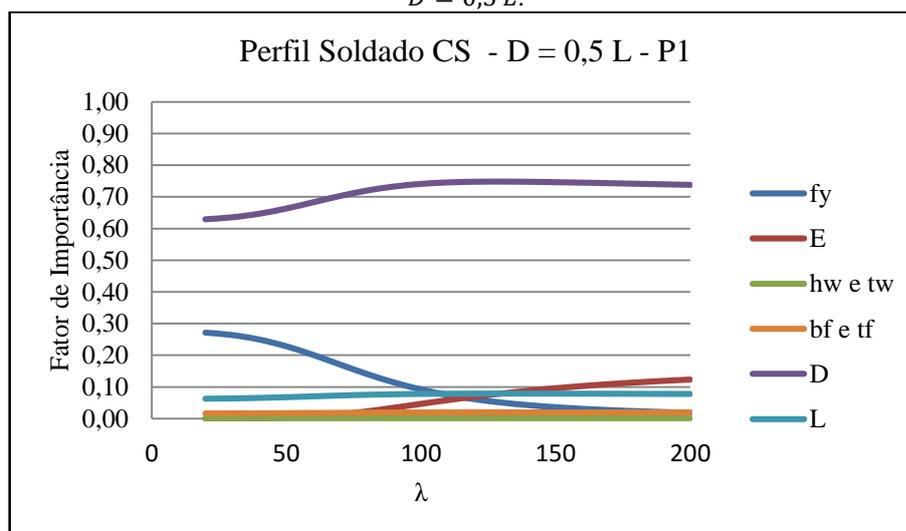
Em uma primeira análise, nota-se que o comportamento das 3 diferentes classes de perfis não difere significativamente, para uma proporcionalidade de carregamento fixada. Uma exceção a este comentário é o perfil CS, que apresenta valores de β ligeiramente superiores aos outros perfis, para $D/L = 0,5$. De forma geral, verifica-se que todos apresentam um leve aumento do índice de confiabilidade ao longo do aumento de esbeltez global, assim como identificado no item 6.1.1, e a influência da instabilidade local se manifesta similarmente em todos os casos analisados.

Figura 6.12 – Fator de importância da V.A. – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = 2 L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 6.13 – Fator de importância da V.A. – Perfis soldados CS sem predisposição a instabilidade local para $D = 0,5 L$.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Mais uma vez, através do método FORM é possível a obtenção dos fatores de importância, sendo estes agora utilizados para a comparação dos efeitos da mudança de proporcionalidade entre o carregamento permanente e o variável. Nas Figuras 6.12 6.13 os valores de fator de importância são reproduzidos para a análise dos perfis CS, não sendo apresentados para os demais perfis devido à similaridade supracitada entre seus comportamentos.

Analisando as Figuras 6.1, 6.6 e 6.7, observa-se que modificações na proporcionalidade entre o carregamento permanente e o variável alteram significativamente o índice de confiabilidade do problema. Na Figura 6.4, verifica-se que quando os carregamentos possuem valores nominais iguais, o fator de importância do carregamento variável é bem superior ao das demais

variáveis do problema, situação esta que leva o problema de todos os perfis a apresentarem índice de confiabilidade entre 0,45 e 0,55. Por outro lado, quando o valor nominal do carregamento permanente é o dobro do variável, Figura 6.12, o carregamento variável influencia em mais de 80% o valor do índice de confiabilidade do problema, tal fato levou a uma diminuição da confiabilidade do problema: o índice de confiabilidade de todos os perfis variou entre 0,29 e 0,36. Por fim, quando o valor do carregamento permanente é a metade do carregamento variável, nota-se na Figura 6.13 que a variável permanente passou a ser a variável mais importante do problema, por sua vez, o carregamento variável passou a influenciar muito pouco, o que levou a um aumento da confiabilidade do problema, este passou a apresentar índice de confiabilidade para todos os perfis entre 0,55 e 0,80.

Tal comportamento é justificado analisando-se as características aleatórias do carregamento variável. Este, apesar de possuir uma distribuição do tipo Gamma, Figura 5.4, e elevado coeficiente de variação, 0,6, provocou um aumento no valor de β quando seu valor nominal é maior que o valor nominal da variável permanente. Existe assim um comportamento inverso do comum, quanto maior o valor nominal do carregamento variável, menor é a sua importância. Tal fato é justificado pela média desta variável. Em situação de incêndio, existe uma redução no carregamento variável que nas características aleatórias é representada pela multiplicação de seu valor nominal por 0,24, assim, o aumento no seu valor nominal leva a uma redução de sua importância e conseqüentemente da probabilidade de falha do problema.

Portanto, na situação de incêndio a principal variável que rege a confiabilidade do problema é o carregamento variável, situações na qual seu valor seja igual ou inferior ao do carregamento permanente levam a valores mais altos do índice de confiabilidade.

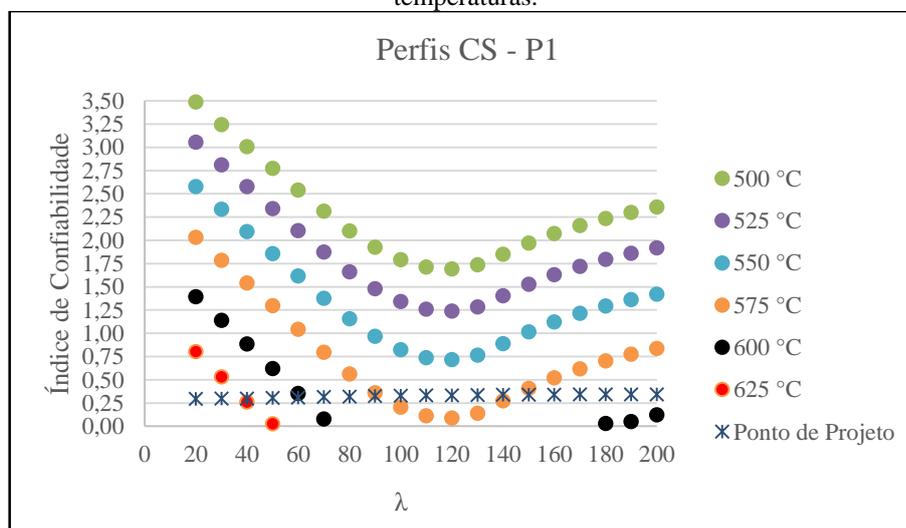
De modo geral, para todas as situações analisadas, três distintos fatores levaram o problema a apresentar valores mais elevados de índice de confiabilidade. Problemas mais esbeltos atingiram valores de índices de confiabilidade maiores, ou seja, os critérios adotados para penalização da resistência devido ao efeito da instabilidade global levaram a uma diminuição da probabilidade de falha, reflexo do conservadorismo na formulação determinística preconizada pela norma; por sua vez, os critérios adotados para penalização da resistência por conta dos efeitos da instabilidade local também elevaram a confiabilidade do modelo; finalmente, a medida que se diminui a proporcionalidade entre os carregamentos permanente e variável, também nota-se aumento no valor de β .

6.2 Análise do Índice de Confiabilidade com a Variação da Temperatura

Na segunda análise, como descrito no capítulo anterior, utiliza-se as mesmas considerações da análise no ponto de projeto bem como a mesma função de falha proposta na Equação 5.3. Porém, no ponto de projeto o índice de confiabilidade obtido estava relacionado ao $k(\theta)$ crítico do problema, aqui, ele não será calculado para a temperatura crítica. Por exemplo, para esbeltez de 20 será determinado o carregamento crítico e conseqüentemente a temperatura crítica do problema, este carregamento será então fixado e problema será analisado para temperaturas superiores e inferiores à temperatura crítica. Por fim, o procedimento é repetido para diferentes esbeltezes. Em síntese, o carregamento é considerado fixo e igual ao carregamento crítico em cada esbeltez e, por sua vez, a temperatura assumirá diferentes valores variando assim o esforço resistente.

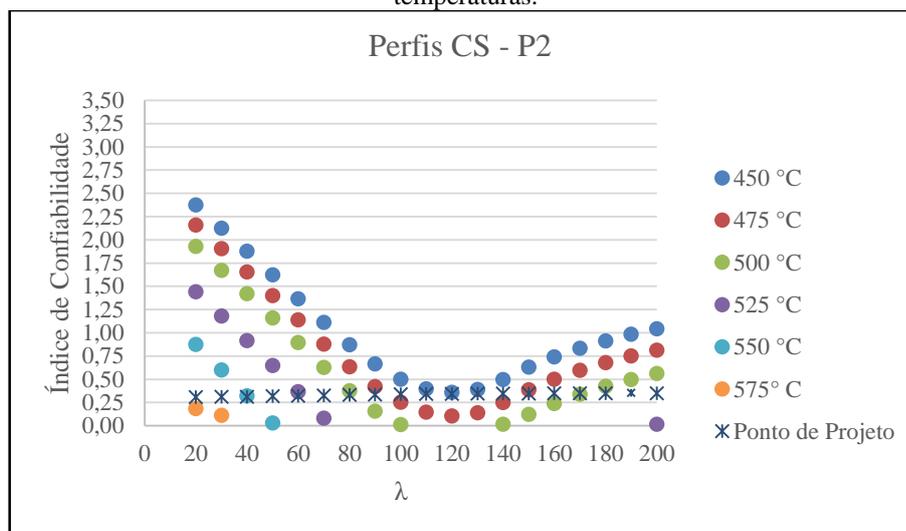
Todos os dados do problema: coeficientes de segurança, variáveis aleatórias, considerações normativas, são os mesmos da análise no ponto de projeto. Assim, a Equação 5.3 foi avaliada via FORM, em uma adaptação da implementação anterior, em que para cada λ , a temperatura varia em um intervalo que contenha a temperatura crítica. Devido à similaridade nos resultados obtidos no ponto de projeto para os perfis CS, CVS e W, aqui apenas verificou-se o comportamento dos perfis CS, para uma razão entre os carregamentos permanentes e variáveis dada por $D = 2L$. Na Figura 6.14, encontra-se o resultado obtido para os perfis sem predisposição a instabilidade local, sendo os resultados para os perfis com tal predisposição representados na Figura 6.15.

Figura 6.14 – Índice de confiabilidade para perfis CS sem predisposição a instabilidade local para diferentes temperaturas.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Figura 6.15 – Índice de confiabilidade para perfis CS com predisposição a instabilidade local para diferentes temperaturas.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Observa-se na Figura 6.14 a ocorrência de altos valores de índice de confiabilidade para perfis robustos, a temperaturas moderadas, o que pode ser induzido pela grande penalização aplicada à resistência dos perfis, tendendo a resultados mais conservadores no dimensionamento. Nota-se que o aumento da temperatura leva a uma redução do índice de confiabilidade, de forma que o aumento da temperatura conduz a uma aproximação entre a função probabilística de resistência e a solicitação. Para P2, Figura 6.15, o mesmo comportamento descrito para P1 ocorre. Entretanto, com a comparação das duas Figuras é possível observar um terceiro fator que influencia no β desse tipo de problema, a instabilidade local. No ponto de projeto, foi constatado anteriormente que a formulação da norma levou os problemas sujeitos a instabilidade local a apresentar o índice de confiabilidade ligeiramente superior aos problemas sem esta predisposição, entretanto, com a análise para diversas temperaturas nota-se que para uma mesma temperatura, problemas sem predisposição a instabilidade local são mais conservadores. Esta diferença é justificada porque o ponto de projeto para problemas sujeitos a instabilidade local ocorre a temperaturas inferiores, compensando assim a diferença entre os índices de confiabilidade.

Os resultados se mostram interessantes, pois, através das duas análises realizadas, apesar de não existir um valor fixo e uniforme para o índice de confiabilidade de um problema em situação de incêndio, pequenas variações da temperatura, sob carregamento fixo, induzem grandes variações no índice de confiabilidade do problema.

Exemplificando, na Tabela 6.2, pode-se observar que para perfil CS sem predisposição a instabilidade local com índice de esbeltez igual a 20, deterministicamente, a temperatura crítica

no limite do ponto de projeto será de 643,5 °C, uma situação que segundo as análises apresentadas leva a um índice de confiabilidade igual a 0,293, valor este que se encontra identificado na Figura 6.14. A medida que se reduz a temperatura do elemento, mantendo o esforço solicitante fixo, nota-se um aumento no índice de confiabilidade. Assim, se o objetivo for aumentar a confiabilidade do elemento, isto pode ser feito considerando que a temperatura crítica do problema ocorre em valores menores que a temperatura crítica obtida deterministicamente. Para este problema, considerando que a temperatura crítica do elemento fosse de 625 °C o índice de confiabilidade do problema teria um valor próximo a 0,8, Figura 6.14. Desta forma, entende-se que a análise probabilística pode ser utilizada como subsídio ao projeto do tipo de estrutura em questão, como será ilustrado na seção a seguir.

6.3 Aplicação de Confiabilidade no Dimensionamento de Elementos de Aço Comprimidos em Situação de Incêndio

Com base nas análises realizadas até aqui, determinísticas e probabilísticas, juntamente com os critérios apresentados pelo ECSC (2001) e o EUROCODE (2002), nesta seção apresenta-se uma metodologia para avaliação probabilística de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio adaptando o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013 para a obtenção de um índice de confiabilidade alvo. Apresenta-se também uma exemplificação completa da metodologia apresentada.

Nos capítulos 2 e 3, os critérios normativos para o dimensionamento de elementos comprimidos em situação de incêndio foram apresentados, desde a necessidade ou não da verificação do elemento até a apresentação do método simplificado. Na Figura 3.1, apresentou-se um fluxograma baseado no desenvolvido por Silva (2004), para facilitar a compreensão de todo o processo de dimensionamento de estruturas de aço comprimidas em situação de incêndio realizado através do método simplificado. A aplicação da confiabilidade no método simplificado pode ser feita através da adição de uma nova etapa no fluxograma da Figura 3.1 - a seleção do índice de confiabilidade alvo, e calculando a temperatura crítica que proporciona tal índice de confiabilidade alvo através do método mais apropriado. Nesta proposta, adota-se o método analítico FORM.

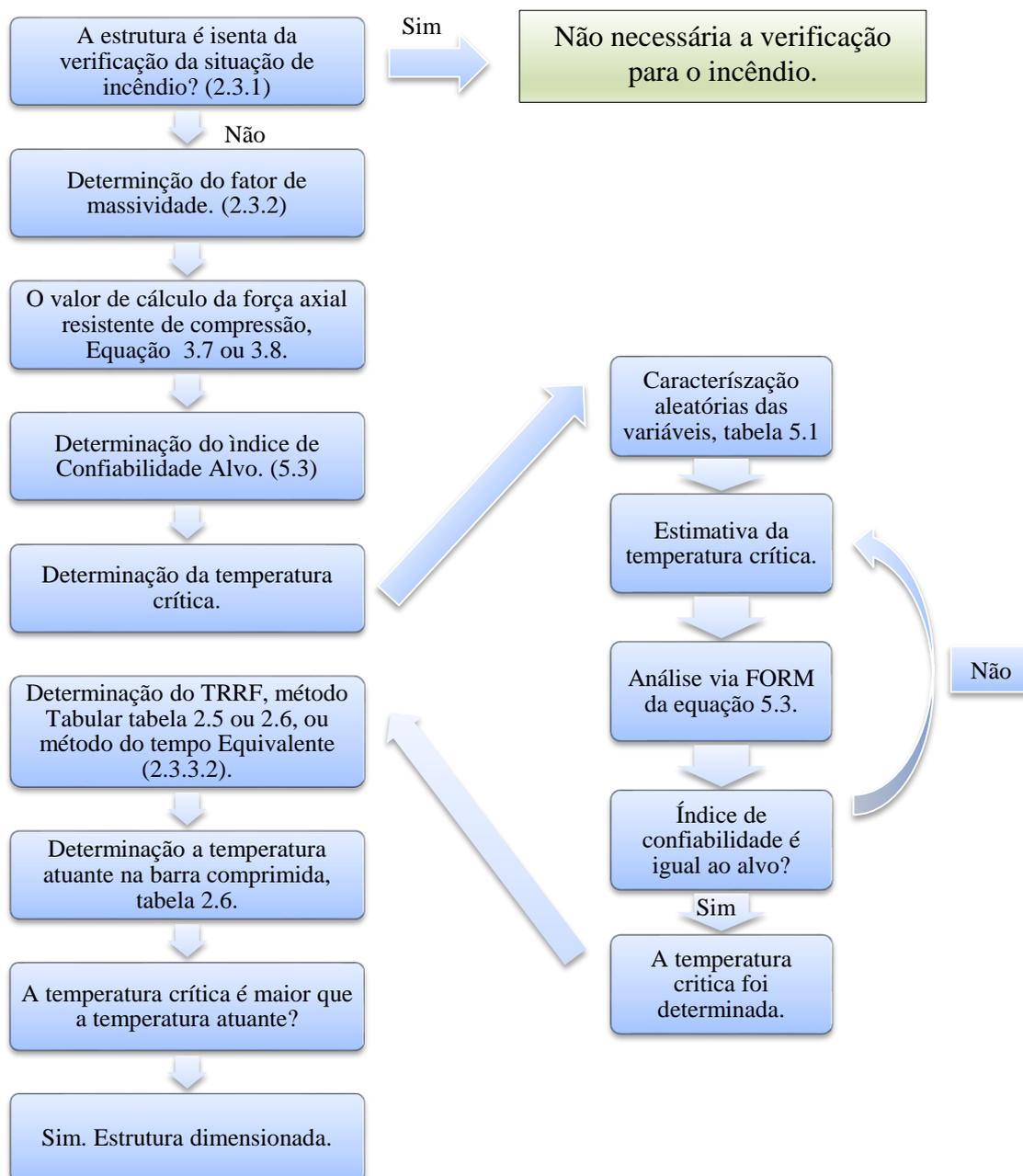
A determinação do índice de confiabilidade pode ser realizada através dos critérios apresentados no item 5.3, que apresenta uma combinação das recomendações do EUROCODE

(2002) com as recomendações da ECSC (2001) para a determinação do índice de confiabilidade alvo para o problema em situação de incêndio, $\beta_{fi,t}$, como por exemplo, os apresentados na Tabela 5.3.

Determinado o índice de confiabilidade alvo em situação de incêndio, pode-se então determinar a temperatura crítica. Tal etapa continua sendo baseada nas equações propostas para o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013, entretanto, estas serão utilizadas para a obtenção da função de falha apresentada na Equação 5.3. Desse modo, conhecidas as características estatísticas das variáveis do problema – Tabela 5.1, bem como seus valores nominais, o algoritmo FORM pode ser implementado de forma a buscar qual a temperatura crítica que gera o índice de confiabilidade desejado, como já apresentado anteriormente. Trata-se portanto de um procedimento iterativo, e a velocidade de convergência dependerá de uma estimativa inicial de temperatura.

Na Figura 6.16, apresenta-se um fluxograma detalhado dos procedimentos aqui narrados, com o passo a passo da metodologia de aplicação de confiabilidade estrutural para a análise de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio.

Figura 6.16 – Fluxograma para o método de dimensionamento probabilístico proposto.

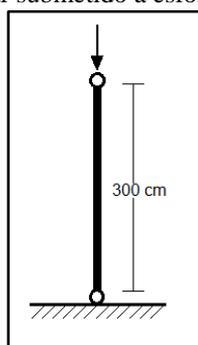


Fonte: Elaborada pelo Autor.

6.3.1 Exemplo de Aplicação

Para a exemplificação da metodologia anteriormente apresentada, considera-se o seguinte problema: Determinar a temperatura crítica de um pilar simplesmente apoiado, suportando piso de escritório inserido em um ambiente de 250 m^2 com detectores de fumaça instalados, sujeito a um carregamento permanente de 1200 kN e um carregamento variável de 2000 kN , como mostrado na Figura 6.17. Considerando: $f_y = 25\text{ kN/cm}^2$, $E = 20500\text{ kN/cm}^2$.

Figura 6.17 – Pilar submetido a esforço de compressão.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

Após a verificação segundo a ABNT 8800:2008, considerando-se os coeficientes de segurança da Tabela 6.1, aqui optou-se pela utilização do perfil soldado CS 350 x 175, visto que este apresenta um esforço resistente de cálculo de $4782,26 \text{ kN}$, próximo ao esforço solicitante de cálculo de 4620 kN .

Para a situação de incêndio, assumindo-se os coeficientes também apresentados na Tabela 6.1, tem-se que o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio é de 1740 kN . Deterministicamente, pelo método simplificado da ABNT NBR 14323:2013, a condição estabelecida na Equação 3.4 deve ser atendida, de modo que quando $ky = 0,4129$ o esforço resistente em situação de incêndio do perfil analisado será igual ao esforço solicitante. Assim, como para $623,77 \text{ °C}$ se tem tal valor de ky , esta será a temperatura crítica do elemento, determinada pelos critérios estabelecidos pelo método simplificado da ABNT NBR 14323:2013.

Probabilisticamente, como pode ser visto no fluxograma da Figura 6.17, a primeira modificação no procedimento determinístico se trata da escolha de um índice de confiabilidade alvo, esta pode ser feita através dos conceitos apresentados em 5.3. Como o ambiente exemplificado apresenta um área de 250 m^2 , é protegido através da utilização de detectores de fumaça, considerando um edifício comercial com vida útil de 55 anos e levando em conta uma probabilidade de ocorrência de um incêndio grave de 4×10^{-7} por m^2 e $p_t = 7,23 \times 10^{-5}$ (EUROCODE (2002) para $\beta_{50} = 3,8$), tem-se na Tabela 5.3, o valor para índice de confiabilidade alvo, que será então de 0,81.

Portanto, o objetivo da análise de confiabilidade será determinar qual a temperatura associada a este valor. Como necessita-se de uma estimativa inicial, esta pode ser a temperatura crítica calculada deterministicamente, $623,77 \text{ °C}$. Através da implementação já utilizada nas análises interiores, via método FORM, tem-se que o ponto de projeto determinístico proposto pela

ABNT NBR 14323:2013 para esta temperatura crítica leva a um índice de confiabilidade igual a 0,33. Portanto, deve-se seguir no processo iterativo a fim de que o índice de confiabilidade alvo seja atingido.

Conforme apresentado anteriormente, para maiores valores de índice de confiabilidade deve-se impor uma diminuição na temperatura crítica do elemento. Desse modo, o algoritmo deve realizar pequenos decréscimos de temperatura até que o índice de confiabilidade alvo seja atingido, tais resultados estão expostos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Índices de confiabilidade para diferentes temperaturas.

Temperatura (°C)	k_y	β
623,77	0,4129	0,3354
622,05	0,4170	0,3863
620,33	0,4211	0,4363
618,61	0,4252	0,4856
616,89	0,4294	0,5341
615,17	0,4335	0,5820
613,45	0,4376	0,6291
611,73	0,4418	0,6756
610,00	0,4459	0,7214
608,28	0,4500	0,7666
606,56	0,4541	0,8112
604,84	0,4583	0,8552
603,12	0,4624	0,8986

Fonte: Elaborada pelo autor.

Observando os resultados, tem-se que para uma temperatura de 606,56 °C garante-se o índice de confiabilidade alvo igual a 0,81. Portanto, esta é a temperatura crítica do elemento, determinada de forma confiabilística. Com isso, os demais passos do dimensionamento do fluxograma da Figura 6.17, que são idênticos aos procedimentos normativos de dimensionamento - Figura 3.1, podem ser realizados.

Neste primeiro problema, nota-se que para o atendimento do índice de confiabilidade alvo foi necessário uma redução da temperatura crítica superior a 20 °C. A princípio, uma variação de 20 °C pode ser interpretada como pouco significativa para altas temperaturas. Entretanto, o objetivo da metodologia é proporcionar ao usuário uma maior liberdade na manipulação dos valores de temperatura crítica garantindo uma maior segurança.

Modificando-se as medidas de proteção ativa e mantendo-se as demais características do caso estudado, pode-se elaborar dois distintos problemas, um em que o ambiente se encontra sem elementos de proteção ativa e outro em que existem sprinklers instalados.

Na primeira situação, sem medidas de proteção ativa, seguindo-se as recomendações do ECSC (2001), nota-se que deverá ser atendido um índice de confiabilidade alvo igual a 2,22, Tabela 5.4. Assim, após a análise de confiabilidade se obteve que quando a temperatura crítica é de 522 °C se garante o índice de confiabilidade alvo.

Neste caso, notou-se a necessidade de uma correção maior na temperatura crítica para que fosse atendido o índice de confiabilidade alvo. Foi necessária uma redução superior a 100 °C, tal redução pode proporcionar um reflexo considerável no tempo necessário para que as medidas de segurança relativas ao incêndio sejam tomadas, como por exemplo, na ação do Corpo de Bombeiros, que teriam menos tempo para atuar de forma segura.

Assim, na situação em que não existem proteções ativas, a adoção dos critérios apresentados pelo ECSC (2001) associados a metodologia proposta, que tem por base o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013, levou a uma redução considerável da temperatura crítica e consequentemente ao um aumento na segurança associada ao dimensionamento.

Por fim, no terceiro problema, segundo a ECSC (2001), em ambientes com as características apresentadas, a utilização de sprinkler leva a situação em que a probabilidade de ocorrência de incêndio é reduzida o suficiente para garantir o índice de confiabilidade sugerido pelo EUROCODE (2002). Portanto, a verificação para a situações de incêndio segundo tais critérios seria dispensada, tal caso deve ser analisada com cuidado, pois o ECSC (2001) trata-se de recomendações não normativas, logo, aqui não se propõe seu uso como forma de reduzir o conservadorismo do problema.

Fica assim exemplificada uma metodologia para a aplicação dos conceitos de confiabilidade estrutural adaptados ao método simplificado da ABNT NBR 14323:2013 para o dimensionamento de elementos comprimidos em situação de incêndio.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta dissertação estudou-se o comportamento das estruturas de aço comprimidas submetidas a situação de incêndio englobando o aspecto normativo de dimensionamento, avaliando-se os níveis de confiabilidade associados à principal norma nacional que trata do problema. Apresentou-se uma metodologia que mescla os princípios de confiabilidade com as recomendações normativas nacionais e algumas considerações normativas internacionais a respeito de análise probabilística de problemas em situação de incêndio.

No capítulo 3, uma análise determinística foi realizada. Nota-se que as expressões recomendadas pelo EUROCODE Parte 1.2 (2005) para dimensionamento em situações normais de temperatura e em situação de incêndio possuem formulações parecidas, fato que se repetia entre a ABNT NBR 14323:1999 e a ABNT NBR 8800:1986. Porém, a ABNT NBR 8800:2008 passou a adotar equações semelhantes a AISC (2005), fato que levou a uma atualização da norma brasileira que trata do dimensionamento em situação de incêndio, atualização apresentada na ABNT NBR 14323:2013.

Ainda sobre o capítulo 3, em uma visão determinística, o comparativo da nova norma brasileira mostrou que os novos critérios apresentados por esta ao considerar os efeitos da flambagem local levaram a um aumento do nível de segurança, gerando assim uma norma mais conservadora. É importante destacar que a norma anterior, bem como a norma europeia, classificava os perfis em quatro distintas classes, sendo que na classe 4 se aplicavam fatores semelhantes aos novos fatores de redução associados à flambagem local apresentados pela nova norma brasileira. Porém, perfis da classe 3 também estão sujeitos a flambagem local, de modo que a nova norma já leva tal fato em consideração. No entanto, mesmo com a não ocorrência da flambagem local das peças, a ABNT 14323:2013 apresentou um nível de segurança maior que as outras para os problemas analisados.

De um modo geral, tem-se no capítulo 3 uma exemplificação das principais recomendações referentes ao dimensionamento de elementos comprimidos em situação de incêndio. Em síntese, apresentou-se o método de dimensionamento simplificado proposto pela nova ABNT NBR 14323:2013. Este foi comparado ao método proposto pelo EUROCODE 3 - Parte 1.2 (2005) e com a AISC (2005). Os perfis escolhidos possibilitaram uma visualização de diversos casos atendidos pelas normas de dimensionamento. Verificou-se perfis laminados, soldados e perfis com predisposição ou não à flambagem local.

No capítulo 6, encontram-se os resultados referentes a análise probabilística. Neste, buscou-se identificar o índice de confiabilidade associado as recomendações da ABNT NBR 14323:2013 através de seu método simplificado para o dimensionamento de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio. Inicialmente, destaca-se que não existe uma uniformidade nos índices de confiabilidade obtidos por tal método, sendo esta variação causada por distintos fatores.

Com a análise de diferentes situações foi possível a identificação de alguns fatores que influenciam o comportamento probabilístico do problema em estudo, sendo os principais destacados a seguir: a instabilidade global, a instabilidade local e a proporcionalidade entre os valores nominais do esforço solicitante permanente e do carregamento variável.

Elementos mais esbeltos atingiram valores de índices de confiabilidade maiores, ou seja, os critérios adotados para penalização da resistência devido ao efeito da instabilidade global levaram a uma diminuição da probabilidade de falha, mostrando-se como um aspecto conservador da formulação. Ainda, a adoção de critérios para penalização da resistência por conta dos efeitos da instabilidade local também elevou a confiabilidade. Nota-se que, à medida que se diminui a proporcionalidade entre os esforços solicitantes permanentes e variáveis, o índice de confiabilidade apresenta valores mais altos.

Contudo, os esforços solicitantes são as variáveis que mais influenciam a probabilidade de falha deste tipo de problema, tendo os demais fatores um nível de importância pequeno quando comparados a estes esforços. Desse modo, a diminuição na proporcionalidade entre o carregamento permanente e o variável aumentam de forma muito mais significativa o índice de confiabilidade do problema que alterações nos demais fatores.

Com os resultados das análises da seção 6.2, pôde-se verificar o comportamento do problema para diversos valores de temperatura quando os três principais fatores que influenciam no problema são fixados. Assim, observou-se que para elementos com as mesmas características mecânicas e geométricas, submetidos ao mesmo esforço solicitante, o índice de confiabilidade assumirá diferentes valores associados a diferentes temperaturas. A medida em que se diminui a temperatura, o índice de confiabilidade associado tende a ser maior.

Portanto, apesar do índice de confiabilidade associado à condição de projeto do código normativo Brasileiro se apresentar não uniforme, tal índice pode ser modificado, através de uma correção da temperatura crítica do problema por meio de uma análise probabilística que vise a obtenção de um índice de confiabilidade alvo. A escolha deste valor de β ainda não é uma

unanimidade entre os acadêmicos e projetistas do setor, de forma que foram destacadas algumas das principais referências internacionais que tratam do assunto – capítulo 5, para situações normais de temperatura, bem como para a situação de incêndio.

Finalmente, através de todas as análises realizadas, determinísticas e probabilísticas, juntamente com os critérios apresentados pelo ECSC (2001) e o EUROCODE (2002), apresentou-se uma metodologia para avaliação probabilística de elementos de aço comprimidos em situação de incêndio adaptando o método simplificado da ABNT NBR 14323:2013 para a obtenção de um índice de confiabilidade alvo. Tal metodologia foi aplicada a um exemplo prático, com o qual foi possível um melhor entendimento dos procedimentos a serem realizados.

Os códigos normativos nacionais ainda não trazem em seu corpo recomendações quanto aos valores admissíveis de índice de confiabilidade ou probabilidade de falha. Portanto, recomenda-se que a metodologia apresentada seja utilizada de forma cautelosa, como um instrumento complementar de verificação da segurança do elemento estrutural em estudo, amparando uma filosofia conservadora do projeto. Assim, para as situações em que o ECSC (2001) sugere maiores níveis de confiabilidade a temperatura deverá ser corrigida através da metodologia proposta, por outro lado, para as situações em que o ECSC (2001) sugira valores inferiores de confiabilidade ou dispense a verificação, recomenda-se que a temperatura crítica seja a calculada de forma determinística.

Destaca-se ainda que estudos relacionados ao dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio são cada vez mais crescentes. Nacionalmente, nas duas últimas décadas, diversos estudos propuseram-se a analisar este tipo de problema, estudos estes que evoluíram e, quando o tema é projeto, tem-se no Brasil uma norma bastante recente a ABNT NBR 14323:2013. Trabalhos que buscam analisar tais problemas com uma visão probabilística ainda não são abundantes, entretanto, como destacado no capítulo 5, diversas incertezas estão associadas aos problemas em situação de incêndio, o que indica que a confiabilidade estrutural tem muito a colaborar com tais estudos.

Assim, espera-se que o conteúdo desta dissertação contribua com o interesse por temas similares e com a disseminação de procedimentos probabilísticos aplicados ao projeto de estruturas metálicas em geral, e, principalmente, que sirva como uma referência inicial para demonstrar como a confiabilidade estrutural pode contribuir para a evolução normativa que trata do dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

Deve-se destacar que os resultados apresentados servem apenas como indicativo do comportamento confiabilístico do problema em pauta, estando diretamente atrelados aos parâmetros estatísticos das variáveis de projeto colocados na Tabela 5.1. A análise deve ser refeita, desde que se tenha uma caracterização estatística diferente para as variáveis relacionadas ao processo de fabricação e ao carregamento aplicado.

Contudo, não foi possível e nem era a pretensão do trabalho, abordar toda a gama de assuntos relacionados ao tema, de forma que muitos outros estudos podem ser desenvolvidos. Como temas em potencial para desenvolvimento de trabalhos futuros, pode-se destacar:

- Aplicação da metodologia probabilística a diferentes modos de falha, realizando um exemplo completo de dimensionamento probabilístico;
- Avaliação da influência das incertezas térmicas no comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio;
- Estudo da influência dos materiais de proteção térmica na análise confiabilística de estruturas de aço em situação de incêndio;
- Análise de outras geometrias de elementos comprimidos, a fim de identificar a influência do fator de massividade no processo;
- Levantamento mais apurado sobre o comportamento estatístico das variáveis de projeto, atuando junto aos fabricantes em nível de controle de qualidade da produção, além de interação com comitês normativos e grupos de estudo no que diz respeito às distribuições de carregamentos;
- Desenvolvimento de um software para dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio através de procedimentos probabilísticos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Inc. AISC, **Steel Design Guide: Fire Resistance of Structural Steel Framing**, Chicago, IL, 2003.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Inc. AISC, **Specifications for structural steel buildings**, Appendix 4, Chicago, IL, 2005.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E-119-00a) – **Standard test methods for fire tests of building constructions and material**. 2000. West Conshohocken, USA.

ANG, A.; TANG, W. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications in civil & environmental engineering**. New York: Wiley, 2007. ISBN 9780471720645.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e Seguranças nas Estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

_____. **ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

_____. **ABNT NBR 14323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

_____. **ABNT NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações**. Rio de Janeiro, Brasil, 2000.

BECK, A. T., DÓRIA, A. S. Reliability Analysis of I-Section Steel Columns Designed According to New Brazilian Building Codes, **J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng.** n. 2, April-June, 2008.

BRE. Innovation Excellence Partnership. **Construction Division, Results and observations from a full-scale fire test at BRE**. Cardington, 16 de Janeiro de 2003.

CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN, CTE-DB-SI. **Documento básico, seguridad ante incendio**. Ministerio de Fomento, España, 2006.

CORNELL, C. A. A Probability-Based Structural Code. **J. Am. Concr. Inst.** v. 66,p. 974-985, 1969.

CORREIA, E. V. S. Comportamento, **Análise e Procedimentos de Automatização no Dimensionamento ao Fogo de Estruturas de Aço**. Vitória, 2007.

DITLEVSEN, O. Narrow reliability bounds for structural systems. **J. Struct. Mech.** n. 7, p. 453-472, 1979.

DITLEVSEN, O., MADSEN, H. O., **Proposal for a code for the direct use of reliability methods in structural design (working document)**. Zürich, JCSS-IABSE, 1989.

ELLINGWOOD, B., GALAMBOS, T.V., MACGREGOR, J.G. C.A., Cornell, **NBS special publication 577: development of a probability based load criterion for American National Standard A58**, National Bureau of Standards, Ernest Ambler, 1980.

ELLINGWOOD, B. **Probability- Based load criteria for Structural Design – Century of Excellence in Measurements, Standards, and Technology – A chronicle of elected NBS/NIST Publications 1901-2000**, NIST Special Publication 958, 1988.

ELLINGWOOD, B. Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges. **Structural Safety** n. 13 p. 159-176, 1994.

ELLINGWOOD, B. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. **Structural Safety** Vol. 18, n. 2/3, p. 67-80, 1996.

ELLINGWOOD, B. Load Combination Requirements for Fire-resistant Structural Design. **Journal of Fire Protection Engineering**, n. 15, p. 43-61, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 3. Design of steel structures part 1.2 structural fire design. pr ENV 1993-1-2**. Brussels, 2005.

_____. **EUROCODE. Basis of structural design. The European Union per Regulation 305/2011**, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC, EN 1990. Brussels, 2002.

_____. **EUROCODE 3. Design of steel structures. Part 1.1 General Rules and rules for building**. pr EN 1993-1-1. Brussels, 2003.

EUROPEAN COAL AND STEEL COMMUNITY - ECSC, **Natural fire safety concept, valorization project**, Product-structural Department, ARBED-Research Centre L-4009 ESCH/ALZETTE, Luxembourg, 2001.

FREITAS, M. S. da R. CASTANHEIRA, A. M. FREITAS, A. M. S. Confiabilidade de vigas metálicas dimensionadas pela norma brasileira NBR 8800. **Rev. Esc. Minas [online]**. vol.60, n.2, p. 261-269. ISSN 0370-4467. 2007.

FREITAS, R. A.; MAGALHÃES, L. M.; SILVA, W. A.; OLIVEIRA M. H. **Análise de pilares em situação de incêndio via diagrama de tensão-deformação da EUROCODE 3**. XXXIV Jornada Sudamericana de Ingenieria Estructural. San Juan, Argentina. 2010.

- GOUVEIA, L. P. **Avaliação da confiabilidade em Tubos de Revestimento de Petróleo**. Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas. Maceió. 2014.
- GRAU, X. V.; SALADRIGAS, E. R.; ARRIZABALAGA, E. M. **Comportamiento de elementos Estructurales de acero frente a incendio. Análise de la normativa**. Barcelona, España, 2007.
- HAMILTON, S. R. **Performance-based fire engineering for steel framed structures: a probabilistic methodology**. Tese (Doutorado), Stanford University, 2011.
- HASOFER, A. M.; LIND, N.C. Exact and invariant second moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 100, n. EM1, February, p. 111-121, 1974.
- IQBAL, S., HARICHANDRAN, R. **Reliability-based design specification for simply supported steel beams exposed to fire**. Proc., 10th International Conference on Structural Safety and Reliability. CRC Press, 2009.
- IQBAL, S., HARICHANDRAN, R. Capacity Reduction and Fire Load Factors for Design of Steel Members Exposed to Fire. **J Struct Eng** n. 136(12) p. 1554- 1562, 2010a.
- IQBAL, S., HARICHANDRAN, R. Methodology for Reliability-based Design of Steel Members Exposed to Fire. Proc., **Stability and Ductility of Steel Structures**, p. 449-455 Rio de Janeiro, 2010b.
- IQBAL, S., HARICHANDRAN, R. Capacity reduction and fire load factors for LRFD of steel columns exposed to fire, **Fire Safety Journal** n. 46 p. 234–242, 2011.
- INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. **Fire-resistance tests – Elements of building construction. ISO 834**. Genève, 1994.
- INSTRUÇÃO TÉCNICA Nº 08. **Resistência ao Fogo de Elementos de Construção**. Polícia Militar do Estado de São Paulo. São Paulo, 2008.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY – JCSS – **Probabilistic Model Code**, 99-CON-DYN/M0037, Februari, 2001.
- KIMURA, E. F. A. **Análise termo estrutural de pilares de aço em situação de incêndio**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, Brasil, 2009.
- KOO, B. **Brief note: a reliability model for fire safety in structural steel members**. Tese (Doutorado). Department of Civil Engineering University of Toledo, Southern California, Los Angeles, CA, 1981.

- KLASHORST V. E. **The reliability based design of composite beams for the fire limit state.** (Tese de Doutorado). Universiteits Tellenbosch University. March, 2007.
- MELCHERS, R. E. **Structural reliability analysis and prediction.** Chichester: John Wiley & Sons, 1999.
- MINISTERIO DE FOMENTO. **Instrucción de acero Estructural**, EAE – documento 0.España, 2004.
- NETO, Manuel A. L. **Condições de Segurança Contra Incêndio.** Ministério da Saúde. Brasília, 1997.
- NOGUEIRA, H. A. T. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a ABNT NBR 6118:2007.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2006.
- NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado.** Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.
- NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. **Reliability of structures.** Michigan: MacGraw Hill, 2000.
- PFEIL, W.; PFEIL, M.. **Estruturas de Aço, Dimensionamento Prático.** 7ed. LTC Editora. Rio de Janeiro, 2008.
- RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. **Computers & Structures**, v. 9, p. 489-494, 1978.
- RAVINDRA, M. K., GALAMBOS, T. V. Load and resistance factor design for steel. **Journal of the Structural Division** n. 104 (ST9) p. 1337–1353, 1978.
- SANTIAGO, W. C. **Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.
- SCHMIDT, B. J., BARTLETT, F. M. Review of resistance factor for steel: data collection. **Canadian Journal of Civil Engineering**, n. 29, p. 98-108. 2002.
- SCHNEIDER, J. **Introduction to Safety and Reliability of Structures.** Structural Engineering Document 5, IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering. Suíça 1997.
- SILVA, V. P., **Estruturas de aço em situação de incêndio.** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.

