

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

RODRIGO MAFFESSONI PIRES

Porto Alegre
2023

RODRIGO MAFFESSIONI PIRES

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre

2023

CIP - Catalogação na Publicação

Pires, Rodrigo Maffessoni

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO / Rodrigo Maffessoni Pires.

-- 2023.

171 f.

Orientador: Herbert Martins Gomes.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,
2023.

1. Incêndio. 2. confiabilidade. 3. vigas de
concreto armado. 4. variáveis aleatórias. 5. índice
de confiabilidade. 6. função de estado limite 7.
método da Isoterma de 500°C. I. Martins Gomes,
Herbert, orient. II. Título.

RODRIGO MAFFESSIONI PIRES

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 31 de maio de 2023

Prof. Herbert Martins Gomes
Dr. pela Univ. Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Univ. Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Univ. de São Paulo

Prof. Jairo José de Andrade (PUC-RS)
Dr. pela Univ. Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais Leandro e Vanessa e
minha namorada Malena pela compreensão durante o
período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação aos meus estudos para a realização desta dissertação.

Agradeço ao Prof. Herbert Martins Gomes, orientador deste trabalho, pela ajuda concedida em sua elaboração, mostrando-se sempre disponível em contribuir por meio de seu amplo conhecimento acadêmico para que a qualidade do trabalho fosse a maior possível.

Agradeço a meus pais, Leandro e Vanessa, e a minha namorada Malena pela paciência e apoio fornecidos ao longo da elaboração deste trabalho.

A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas
pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo
mundo vê.

Arthur Schopenhauer

RESUMO

PIRES, R. M. **Análise de confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio.** 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

Em uma situação de incêndio, deve-se garantir que a edificação resista ao fogo por um tempo determinado para que possa haver a evacuação das pessoas que habitam e utilizam essa edificação ou até mesmo para que elas sejam resgatadas. Sendo assim, se faz necessário que o engenheiro civil saiba avaliar a forma com que a estrutura ou parte dela se comporta diante da ocorrência desse sinistro, para que seja possível determinar a segurança ou confiabilidade a partir da utilização de um certo critério que avalie o desempenho da estrutura. O comportamento da estrutura pode não ser o idealizado inicialmente pelo projetista devido ao fato de diversas variáveis aleatórias estarem envolvidas nesse problema. Diante desse contexto, o presente trabalho tem por objetivo avaliar a confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio, estimando o efeito que certas considerações e parâmetros causam ao se determinar o índice de confiabilidade de cada uma das vigas analisadas. Essa análise será feita a partir da criação de um programa computacional desenvolvido no software Matlab. Dentro da programação, foram consideradas uma série de variáveis aleatórias, as quais necessitam ser preenchidas pelo usuário com seus tipos de distribuição, seus valores nominais, suas relações entre valores médios e valores nominais, seus coeficientes de variação e eventual correlação entre as variáveis. Além disso, no código foi utilizada uma função de estado limite à nível de seção transversal, correspondente ao meio do vão, já que as vigas analisadas são do tipo biapoiadas, avaliando se o momento resistente é superior ou não ao momento atuante ao logo da duração do incêndio. Para levar em conta os efeitos das altas temperaturas, decorrentes do incêndio, no aço e no concreto, foi utilizado o método da Isoterma de 500°C, um método simplificado de verificação à situação de incêndio segundo a NBR 15200:2012, o qual é utilizado em conjunto com os fatores de redução da resistência do aço em função da temperatura, que por sua vez é determinada através da metodologia de fluxo de calor proposta por Wickström (1986). Utilizando uma viga modelo e alterando em cada análise um determinado parâmetro ou alguma consideração, fez-se um estudo da influência que tais mudanças representam no índice de confiabilidade conforme o incêndio padrão se desenvolve através da geração de gráficos que mostram esses índices calculados para determinados tempos de análise através do método FORM. Para a viga modelo, também se realizou uma análise de sensibilidade ao longo desses tempos para que se compreendesse quais variáveis apresentam maior impacto na função de estado limite e em quais instantes isso ocorria e apresentou-se uma metodologia para a determinação do índice de confiabilidade requerido. Ao término do trabalho, concluiu-se que as variáveis que apresentavam maior influência na confiabilidade das vigas de concreto armado em situação de incêndio foram o cobrimento e a temperatura de incêndio. Além disso, percebeu-se que o número de faces da viga afetada pelo incêndio possui grande impacto na segurança dessas estruturas e que a metodologia proposta para determinar o índice de confiabilidade alvo, para um caso de projeto usual levando-se em conta incêndio, resultou em valores no intervalo de 0,00 a 0,31.

Palavras-chave: *incêndio, confiabilidade, vigas de concreto armado, variáveis aleatórias, índice de confiabilidade, função de estado limite, método da Isoterma de 500°C.*

ABSTRACT

PIRES, R. M. **Reliability analysis of reinforced concrete beams in fire situation.** 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

In a fire situation, it must be ensured that the building resists the fire for a certain time so that the people who inhabit and use this building can be evacuated or even rescued. Therefore, it is necessary for the civil engineer to know how to evaluate the way in which the structure or part of it behaves in the event of this accident, so that it is possible to determine the safety or reliability from the use of a certain criterion that evaluates the performance of the structure. The behavior of the structure may not be the one initially envisioned by the designer because several random variables are involved in this problem. Given this context, the present work aims to evaluate the reliability of reinforced concrete beams in a fire situation, estimating the effect that certain considerations and parameters cause when determining the reliability index of each of the analyzed beams. This analysis is performed by the developed computer program in Matlab software. Within the programming, a series of random variables were considered, which need to be defined in by the user with their types of distribution, their nominal values, their relations between average values and nominal values, their coefficients of variation and eventual correlation. In addition, the code assumes an ultimate limit state function at the cross-section level, corresponding to the mid-span, since the analyzed beams are simple supported, evaluating whether the resistant moment is exceeded or not by the loading moment over the duration of the fire. In order to take into account the effects of high temperatures resulting from fire on steel and concrete, the 500°C Isotherm method, which is a simplified method of verification under a fire situation according to NBR 15200:2012, was used in conjunction with the steel resistance reductions factors as a function of temperature, determined by the simplified heat flux methodology proposed by Wickström (1986). Using a model beam and changing in each analysis a certain parameter or some considerations, a study was performed on the influence that such changes represent on the reliability index as the standard fire develops, using graphics that indicate the reliability indexes histories through the FORM method. For the model beam, a sensitivity analysis was also carried out over these times in order to understand which variables have the largest impact on the limit state function and at when it occurs in the fire, and a methodology was presented for determining the required reliability index. At the end of the work, it was concluded that the variables that had the largest influence on the reliability of reinforced concrete beams in a fire situation were the cover and the fire temperature. In addition, it was noticed that the number of faces of the beam affected by the fire has a great impact on the safety of these structures and the methodology proposed to determine the target reliability index, for a case of usual design taking into account fire, resulted in values in a range of 0.00 to 0.31.

Keywords: *fire, reliability, reinforced concrete beams, random variables, reliability index, limit state function, 500°C isotherm method.*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	22
1.1. MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA	23
1.2. OBJETIVO GERAL.....	24
1.2.1. Objetivos Específicos	24
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	25
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1. CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB INCÊNDIO	27
2.2. DOCUMENTOS QUE TRATAM SOBRE CONFIABILIDADE	33
2.3. NORMAS BRASILEIRAS E INTERNACIONAIS QUE TRATAM DE ESTRUTURAS SOB INCÊNDIO	36
2.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB INCÊNDIO	39
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	44
3.1. CONCEITOS ESTATÍSTICOS	44
3.1.1. Variáveis aleatórias.....	44
3.1.2. Função de Distribuição Acumulada (FDA).....	45
3.1.3. Função de Densidade de Probabilidade (FDP).....	45
3.1.4. Características de uma Variável Aleatória.....	46
3.1.5. Covariância e Correlação.....	47
3.1.6. Distribuição Normal	48
3.1.7. Distribuição Normal Padrão	49
3.1.8. Distribuição Gamma.....	50
3.1.9. Transformação Normal Equivalente.....	51
3.1.10. Transformação de Nataf	52
3.2. INCERTEZAS NA ENGENHARIA.....	53
3.2.1. Incertezas Intrínsecas.....	54
3.2.2. Incertezas Epistêmicas.....	55

3.2.3. Erro Humano	56
3.3. CONFIABILIDADE	56
3.3.1. Índice de Confiabilidade.....	58
3.3.2. Método de Simulação de Monte Carlo	61
3.3.3. Geração de Amostras para Simulação de Monte Carlo	64
3.3.4. Método FORM.....	64
3.3.5. Algoritmo HLRF	66
3.4. DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	68
3.5. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	73
3.5.1. Severidade do fogo	75
3.5.2. Incêndio Real	75
3.5.3. Incêndio-padrão	76
3.5.4. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	78
3.5.5. Influência da Temperatura na Resistência do Aço e do Concreto.....	79
3.5.6. Determinação da Temperatura na Seção Transversal.....	85
3.5.7. Método de Wickström	86
3.6. VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	88
3.6.1. Método Tabular proposto pela NBR 15200:2012	88
3.6.2. Método Simplificado proposto pela NBR 15200:2012	89
3.6.3. Método da Isoterma de 500°C	91
3.6.4. Método das Zonas.....	93
3.6.5. Métodos Avançados propostos pela NBR 15200:2012.....	95
4. METODOLOGIA DO PROGRAMA COMPUTACIONAL E HIPÓTESES CONSIDERADAS	96
4.1. AÇÕES CONSIDERADAS NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE.....	98
4.2. CARACTERÍSTICAS DE PROJETO ABRANGIDAS.....	99
4.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	100
4.4. TIPOS DE INCÊNDIOS CONSIDERADOS	101
4.5. FLUXO DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR.....	101
4.6. CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE DIFUSIVIDADE TÉRMICA DO CONCRETO	102

4.7. MÉTODO ESCOLHIDO DE VERIFICAÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	105
4.8. VARIÁVEIS DETERMINÍSTICAS CONSIDERADAS.....	105
4.9. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONSIDERADAS	106
4.9.1. Carga Permanente	106
4.9.2. Carga Variável	107
4.9.3. Temperatura	108
4.9.4. Tensão de Escoamento do Aço.....	109
4.9.5. Módulo de Elasticidade longitudinal do Aço	109
4.9.6. Cobrimento	109
4.9.7. Altura Útil.....	110
4.9.8. Resistência à Compressão do Concreto	110
4.9.9. Largura da Viga	112
4.9.10. Coeficiente de Difusividade Térmica do Concreto	113
4.9.11. Incerteza de Modelo	113
4.9.12. Resumo das Propriedades Estatísticas das Variáveis Aleatórias.....	113
4.10. FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE CONSIDERADA.....	114
4.11. MÉTODOS DE CONFIABILIDADE CONSIDERADOS	115
5. VERIFICAÇÃO DE MODELO.....	116
5.1. VERIFICAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DAS VIGAS À TEMPERATURA AMBIENTE	116
5.2. VERIFICAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CONCRETO.....	119
6. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	123
6.1. VIGA MODELO	123
6.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA	129
6.2.1. Cobrimento da viga.....	131
6.2.2. Razão entre a carga variável e a carga total da viga	135
6.2.3. Largura da viga	137
6.2.4. Tipo de agregado da viga.....	139
6.2.5. Resistência à compressão do concreto.....	140

6.2.6. Taxa de armadura da viga.....	142
6.2.7. Número de faces da viga submetidas ao incêndio	144
6.2.8. Número de camadas de armadura da viga	146
6.2.9. Fator de redução da tensão de escoamento do aço	150
6.2.10. Método de confiabilidade	152
6.2.11. Curva de incêndio-padrão utilizada	153
6.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	154
6.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	156
6.5. APRESENTAÇÃO DE MÉTODO PARA A DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE (β) REQUERIDO	157
7. CONCLUSÕES	164
7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	166
8. REFERÊNCIAS	168

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Função de densidade de probabilidade conjunta	46
Figura 3.2: Função de densidade de probabilidade de uma variável com distribuição Normal.....	48
Figura 3.3: Função de distribuição acumulada de uma variável com distribuição Normal....	49
Figura 3.4: Função de densidade de probabilidade acumulada de uma variável com distribuição Gamma	50
Figura 3.5: Igualdade entre a função de distribuição acumulada normal equivalente e a função de distribuição acumulada original	51
Figura 3.6: Domínios de falha e segurança	57
Figura 3.7: Interpretação geométrica do índice de confiabilidade	59
Figura 3.8: Curva índice de confiabilidade (β) x probabilidade de falha (P_f)	60
Figura 3.9: Geração de amostras pelo método da transformação inversa	64
Figura 3.10: Significado geométrico dos cossenos diretores	67
Figura 3.11: Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	69
Figura 3.12: Determinação do momento resistente de vigas de concreto armado	70
Figura 3.13: Triângulo do fogo	74
Figura 3.14: Tetraedro do fogo	74
Figura 3.15: Curva de um incêndio real	75
Figura 3.16: Comparação das curvas do incêndio-padrão (ISO 834 x ASTM E119)	77
Figura 3.17: Comparação da redução da resistência à compressão do concreto de resistência normal para cada tipo de agregado	81
Figura 3.18: Comparação da redução da resistência do aço em função do seu tipo e da solicitação	85
Figura 3.19: Seção transversal reduzida	92
Figura 3.20: Método das zonas para vigas	94
Figura 4.1: Fluxograma do programa computacional	97
Figura 4.2: Situações possíveis de incêndio	99

Figura 4.3: Curva resistência característica à compressão do concreto \times COV_{fc}	111
Figura 5.1: Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto	120
Figura 5.2: Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido	120
Figura 5.3: Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido para duas faces	122
Figura 5.4: Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido para uma face	122
Figura 6.1: Situação de projeto viga modelo.....	124
Figura 6.2: Informações de projeto da viga modelo	127
Figura 6.3: Influência do cobrimento da viga na confiabilidade	132
Figura 6.4: Influência da taxa de carga (χ) da viga na confiabilidade	136
Figura 6.5: Influência da largura da viga na confiabilidade	138
Figura 6.6: Influência do tipo de agregado da viga na confiabilidade	139
Figura 6.7: Influência da resistência à compressão do concreto na confiabilidade	141
Figura 6.8: Influência da taxa de armadura das vigas na confiabilidade	143
Figura 6.9: Influência do número de faces da viga submetidas ao incêndio na confiabilidade	145
Figura 6.10: Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando três faces submetidas ao fogo	147
Figura 6.11: Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando duas faces submetidas ao fogo	148
Figura 6.12: Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando uma face submetida ao fogo	149
Figura 6.13: Influência da origem do fator de redução da tensão de escoamento do aço na confiabilidade	151
Figura 6.14: Influência do método de confiabilidade nos índices de confiabilidade	152
Figura 6.15: Influência da curva de incêndio-padrão na confiabilidade	153
Figura 6.16: Análise de sensibilidade das variáveis aleatórias	155

Figura 6.17: Momentos de projeto x tempo de incêndio161

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Comparação da metodologia utilizada nos artigos abordados na revisão bibliográfica	31
Tabela 2.2: Comparação das variáveis aleatórias consideradas nos artigos abordados na revisão bibliográfica	32
Tabela 2.3: Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) pela ISO 2934	33
Tabela 2.4: Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) pela fib	34
Tabela 2.5: Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) para o período de referência de 1 ano para os estados limites últimos pelo JCSS	35
Tabela 2.6: Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) para o período de referência de 1 ano para os estados limites de serviço pelo JCSS	36
Tabela 3.1: Valores dos fatores $F_{X_{ij}}$	53
Tabela 3.2: Relação entre β e Probabilidade de Falha (P_f)	60
Tabela 3.3: Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	79
Tabela 3.4: Fatores de redução da resistência do concreto de resistência normal (agregado silicoso)	80
Tabela 3.5: Fatores de redução da resistência do concreto de resistência normal (agregado calcário)	81
Tabela 3.6: Fatores de redução da resistência de concretos de alta resistência	82
Tabela 3.7: Deformações últimas do concreto em função da temperatura	83
Tabela 3.8: Fatores de redução da resistência do aço e do módulo de elasticidade	84
Tabela 3.9: Dimensões mínimas para vigas biapoiadas	89
Tabela 3.10: Largura mínima dos elementos estruturais para utilização do Método da Isoterma de 500°	93
Tabela 4.1: Variáveis determinísticas consideradas	106
Tabela 4.2: Resumo das variáveis aleatórias consideradas	114
Tabela 5.1: Dados das vigas analisada na verificação do momento resistente	118
Tabela 5.2: Verificação do momento resistente	119

Tabela 5.3: Dados da viga a ser comparada na verificação da determinação da temperatura na seção transversal de concreto	120
Tabela 5.4: Comparação da temperatura na armadura inferior entre o modelo adotado e o modelo de Bolina et al. (2018)	121
Tabela 6.1: Fatores utilizados no cálculo do momento resistente da viga modelo	129
Tabela 6.2: Valores nominais das variáveis aleatórias para a viga modelo	130
Tabela 6.3: Valores das variáveis determinísticas para a viga modelo	131
Tabela 6.4: Influência do cobrimento da viga na probabilidade de falha	134
Tabela 6.5: Influência da taxa de carga (χ) da viga na probabilidade de falha	137
Tabela 6.6: Influência do tipo de agregado da viga na probabilidade de falha	140
Tabela 6.7: Influência da resistência à compressão do concreto da viga na probabilidade de falha	142
Tabela 6.8: Influência da taxa de armadura da viga na probabilidade de falha	144
Tabela 6.9: Influência do número de faces da viga submetidas ao incêndio na probabilidade de falha	146
Tabela 6.10: Influência do número de camadas de armadura da viga na probabilidade de falha considerando duas faces submetidas ao fogo	149
Tabela 6.11: Influência do número de camadas de armadura da viga na probabilidade de falha considerando uma face submetida ao fogo	150
Tabela 6.12: Numeração das variáveis aleatórias no gráfico de sensibilidade	155
Tabela 6.13: Combinações excepcionais de incêndio	160
Tabela 6.14: Tempos em que $t_{M_{rd}=M_{sd}}$ (min).....	161
Tabela 6.15: Índices de confiabilidade requeridos	162

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ACI: *American Concrete Institute*

ASCE: *American Society of Civil Engineers*

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

BSI: *British Standard Institution*

COV: Coeficiente de Variação

ELS: Estado Limite de Serviço

ELU: Estado Limite Último

FDA: Função de Distribuição Acumulada

FDP: Função de densidade de probabilidade

FORM: *First Order Reliability Method*

HLRF: *Hasofer-Lind Rackwitz-Fiessler*

ISO: *International Organization for Standardization*

JCSS: *Joint Committee on Structural Safety*

NBR: Norma Brasileira

PMC: *Probabilistic Model Code*

TRRF: Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro

Letras Gregas Maiúsculas

Γ : Função Gamma

$\Delta\theta_{xy}$: Aumento de temperatura em um ponto de coordenadas x e y

$\Delta\theta_f$: Aumento da temperatura do incêndio

Φ : Função de distribuição acumulada

Φ_X : Função de distribuição acumulada de uma variável aleatória padronizada

Letras Gregas Minúsculas

α_k : Cosseno diretor

α_r : Razão da difusividade térmica com um valor de referência de $0,417 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

α_z : Espessura danificada da seção transversal da viga

β : Índice de confiabilidade

β_x : Profundidade relativa da linha neutra

β_{lim} : Profundidade relativa da linha neutra limite da armadura inferior

β'_{lim} : Profundidade relativa da linha neutra limite da armadura superior

γ : Função Gamma completa inferior

γ_g : Coeficiente de ponderação das cargas permanentes

γ_q : Coeficientes de ponderação das cargas variáveis

ε_{cu} : Deformação última do concreto

ε_y : Deformação de escoamento da armadura inferior

ε'_y : Deformação de escoamento da armadura superior

θ : Parâmetro de escala da função Gamma

μ_x : Média de uma variável aleatória

μ_x^{eq} : Média normal equivalente de uma variável aleatória

$\rho_{x_{ij}}$: Coeficiente de correlação entre duas variáveis aleatórias

σ_s : Tensão na armadura inferior

σ'_s : Tensão na armadura superior

σ_x^2 : Variância de uma variável aleatória

σ_x : Desvio padrão de uma variável aleatória

σ_x^{eq} : Desvio padrão normal equivalente de uma variável aleatória

$\hat{\sigma}_{\hat{p}_f}$: Desvio padrão do estimador de probabilidade de falha

φ_x : Função de densidade de probabilidade de uma variável aleatória padronizada

φ_Z : é função conjunta de densidade de probabilidade da distribuição normal padrão das variáveis aleatórias

ψ_{2j} : Fator de combinação das cargas variáveis

Letras Romanas Maiúsculas

A_s : Área de aço da armadura inferior

A'_s : Área de aço da armadura superior

C_X : Matriz de covariância no espaço original

C_Z : Matriz de covariância no espaço padronizado

E : Valor esperado de uma variável aleatória

E_s : Módulo de elasticidade do aço

F_{gk} : Carga permanente característica

F_{qjk} : Carga variável característica

F_X : Função de distribuição acumulada de uma variável aleatória

$F_{X_{ij}}$: Fator da transformação de Nataf

I : Função indicadora

L_X : Matriz triangular inferior proveniente da decomposição de Cholesky aplicada em C_X

L_Z : Matriz triangular inferior proveniente da decomposição de Cholesky aplicada em C_Z

M_a : Momento atuante na viga de concreto armado

M_n : Momento resistente da viga de concreto armado

P_f : Probabilidade de falha

\hat{P}_f : Estimador de probabilidade de falha

R : Tempo que a viga de concreto armado resiste segundo método de Kodur e Dwaikat (2011)

R_c : Resultante das tensões de compressão do concreto

R_0 : Tempo que a viga de concreto armado resiste a um incêndio-padrão pela norma Australiana AS 3600

R_s : Resultante da tensão de tração na armadura inferior

R'_s : Resultante da tensão de compressão na armadura superior

R_X : Matriz dos coeficientes de correlação no espaço original

R_Z : Matriz dos coeficientes de correlação no espaço padronizado

S_d : Solicitação de cálculo à temperatura ambiente

$S_{d,fi}$: Solicitação de cálculo em situação de incêndio

T_{xy} : Temperatura no ponto de coordenadas x e y da seção transversal

X : Variável aleatória original

Z : Variável aleatória padronizada

Letras Romanas Minúsculas

b_{fi} : Largura efetiva da viga em situação de incêndio

b_w : Largura da viga

b_{wmin} : Largura mínima da viga requerida pelo Método Tabular NBR 15200

c_1 : Distância que se deve ter entre o centroide da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo segundo Método Tabular NBR 15200

d : Altura útil da seção transversal da viga

d' : Distância da borda mais comprimida da seção até o centróide da armadura positiva

f_c : Resistência à compressão do concreto

f_{cm} : Resistência média à compressão do concreto

f_{ck} : Resistência à compressão do concreto

$f_{c\theta}$: Resistência à compressão do concreto em função da temperatura

f_X : Função de densidade de probabilidades de uma variável aleatória

f_{yk} : Tensão de escoamento característica do aço à temperatura ambiente

$f_{y,\theta}$: Tensão de escoamento característica do aço em função da temperatura

h : Altura da seção transversal de concreto

k : Parâmetro de forma da função Gamma

$k_{c,\theta}$: Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura

$k_{c,\theta M}$: Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura para o centróide da seção transversal da viga

$k_{c,m}$: Fator médio de redução da resistência do concreto em função da temperatura

$k_{s,\theta}$: Fator de redução da resistência do aço em função da temperatura

n_w : Razão entre o aumento da temperatura na superfície do elemento estrutural e o aumento da temperatura do incêndio

$n_{x,y}$: Razão entre o aumento da temperatura interna no ponto de coordenadas x e y da seção transversal e o aumento da temperatura na superfície do elemento estrutural

ns : Número de simulações

r : Fator de redução da resistência do aço segundo Eamon e Jansen (2013)

s : Distância do ponto que se está analisando no elemento de concreto até a superfície externa da seção transversal

x : Valor de uma variável aleatória

x_{500} : Distância da borda externa da seção transversal da viga até a isoterma de 500°C

y : Altura do bloco das tensões de compressão

z : Valor de uma variável aleatória padronizada

z_c : Braço de alavanca da resultante de compressão do concreto em relação ao centróide da armadura inferior

1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de incêndios em edificações e suas consequências criaram a necessidade de que houvesse um aprofundamento maior nos estudos referentes à resistência de estruturas e de seus elementos quando submetidos a altas temperaturas. Nessas situações, deve-se garantir, primeiramente, que lajes, vigas e pilares não entrem em colapso por tempo suficiente para que os ocupantes das construções possam ser resgatados ou possam abandonar a construção de forma adequada. Secundariamente, a segurança estrutural visa a proteção ao patrimônio, já que esse tipo de sinistro pode levar grandes prejuízos aos proprietários dessas edificações, conforme Costa (2008).

Segundo Coelho (2018), até a década de 40, a grande maioria dos estudos relacionados à segurança e projetos de estruturas submetidas a incêndios tratava de elementos de aço, visto que havia grandes construções com esse material naquele tempo. Isso começou a mudar na década seguinte, em que se começou a pesquisar os efeitos de elevadas temperaturas no concreto, material que é bastante utilizado nos dias de hoje em construções ao redor do mundo.

Nesse contexto, destaca-se ainda que, no Brasil, o campo de estudos da segurança estrutural em situações de incêndio é relativamente novo quando comparado a países desenvolvidos como Suécia, Japão, Reino Unido e Estados Unidos (COSTA, 2008). Nota-se que em nações onde a incidência de incêndios com vítimas fatais foi maior no passado, surgiu uma necessidade intrínseca de aprofundamento de pesquisa para minoração dessas ocorrências e conseqüentemente houve evolução evidente nessa área de estudo de acordo com o World Fire Statistics (2003).

Apenas com o intuito de relembrar, a seguir são citados alguns dos incêndios de maior repercussão ocorridos no Brasil.

Incêndio na Indústria Volkswagen, São Bernardo do Campo (SP): O incêndio ocorreu em 18 de setembro de 1970 e destruiu um dos prédios de produção da fábrica, deixando uma vítima fatal.

Incêndio no Edifício Andraus, São Paulo (SP): Foi o primeiro incêndio em prédios elevados e ocorreu em 24 de fevereiro de 1972. A edificação tinha 31 andares em concreto armado, tendo resultado em 16 mortos e 336 feridos.

Incêndio no Edifício Joelma, São Paulo (SP): Ocorrido em 1º de Fevereiro de 1974, deixou 179 mortos e 320 feridos. Assim como o edifício Andraus, foi construído em concreto armado, possuindo 23 andares de estacionamentos e escritórios.

Incêndio da boate Kiss, Santa Maria (RS): O incêndio ocorreu em uma boate da cidade no dia 27 de janeiro de 2013, ocasionando a morte de 242 pessoas e inúmeros feridos.

Incêndio do Museu Nacional, Rio de Janeiro (RJ): O museu nacional da UFRJ foi tomado pelas chamas em 3 de setembro de 2018, ocasionando a perda de seu grande acervo histórico e cultural.

1.1. MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Sabe-se que a resposta de uma dada estrutura frente a um incêndio é de difícil previsibilidade, tornando o projeto e a avaliação da segurança uma tarefa difícil. Essa imprevisibilidade se deve ao fato de haver muitas incertezas relacionadas a esse problema. Segundo Seito et al. (2008), os locais da estrutura onde se inicia o incêndio, a carga combustível presente nestes locais, a maneira como o fluxo de ar conecta os diversos compartimentos da edificação, a existência e o posicionamento de aberturas de ventilação nesses ambientes são algumas destas incertezas. Além disso, a temperatura que o incêndio irá atingir e como essa temperatura pode influenciar na resistência dos componentes estruturais, as dimensões desses componentes, o modelo de cálculo empregado e o carregamento atuante também são considerados incertezas associadas ao problema, conforme observado nos diferentes trabalhos presentes na Revisão Bibliográfica desta dissertação.

No Brasil, é de notório conhecimento que grande parte das edificações são construídas em concreto armado. Além disso, grande parte da metodologia de projeto abordada por normas são baseadas em estudos empíricos a respeito do assunto. Por esses motivos, somados à imprevisibilidade devido a algumas incertezas mencionadas anteriormente, percebe-se que

existe a necessidade de se estudar a confiabilidade de elementos estruturais de concreto armado em situações de incêndio para que se possa entender melhor o fenômeno abordado e encontrar medidas que possam aprimorar a segurança das edificações.

1.2. OBJETIVO GERAL

Avaliar a confiabilidade, em estado limite último (ELU), de vigas de concreto armado em situação de incêndio, considerando a variabilidade intrínseca de parâmetros importantes que governam a situação de um incêndio em uma estrutura.

1.2.1. Objetivos Específicos

São os seguintes os objetivos específicos deste trabalho, listados abaixo:

- Avaliar o efeito de parâmetros das vigas na determinação do índice de confiabilidade. Dentre estes parâmetros, encontram-se:
 - Avaliar o efeito do cobrimento;
 - Avaliar o efeito da razão entre a carga variável e a carga total da viga;
 - Avaliar o efeito da largura da viga;
 - Avaliar o efeito do tipo de agregado (silicoso ou calcário);
 - Avaliar o efeito da resistência à compressão do concreto;
 - Avaliar o efeito da taxa de armadura da viga;
 - Avaliar o efeito do número de faces da viga submetida ao incêndio;
 - Avaliar o efeito do número de camadas de armadura da viga;
- Avaliar a diferença do índice de confiabilidade ao se considerar o fator de redução da resistência do aço proposto pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2), NBR 15200:2012 ou Eamon

e Jensen (2013);

- Avaliar a diferença do índice de confiabilidade ao utilizar o método First Order Reliability Method (FORM) e o método de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa;
- Avaliar a diferença do índice de confiabilidade ao utilizar a curva de incêndio padrão proposta pela ISO 834 e pela ASTM E119;
- Determinar quais variáveis aleatórias possuem maior impacto na função de estado limite considerada;
- Apresentar uma metodologia para determinar o índice de confiabilidade requerido para as vigas de concreto armado em situação de incêndio a partir das exigências das normas brasileiras.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Primeiramente é apresentada uma **introdução** sobre o assunto abordado, contextualizando de forma breve o histórico da pesquisa de estruturas em situações de incêndio, com a motivação que levou a realização da presente dissertação, seus objetivos e a maneira como o trabalho está organizado.

Posteriormente foi feita a **revisão bibliográfica** relacionada ao tema, a qual aborda e realiza uma comparação entre os principais artigos relacionados à confiabilidade de vigas de concreto armado submetidas a incêndio, traz a listagem das principais normas nacionais e internacionais referentes ao assunto e traz considerações sobre a análise de estruturas de concreto armado submetidas a incêndio.

Em seguida, a **fundamentação teórica** é mostrada, a qual embasa a presente dissertação por meio da apresentação dos conceitos mais importantes que serão utilizados na análise de confiabilidade, abordando conceitos de estatística, incertezas, confiabilidade e seus métodos, determinação do momento resistente de vigas de concreto armado, a situação de incêndio e métodos de verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

Depois disso, tem-se o capítulo de **metodologia**, onde se explica a forma com que o programa computacional desenvolvido funciona, mostrando um fluxograma que ilustra o processo. Em conjunto com a metodologia, tem-se as **hipóteses consideradas** neste trabalho e no programa computacional, explicitando as ações consideradas na análise de confiabilidade, as características de projeto abrangidas, o dimensionamento das vigas analisadas, os tipos de incêndio considerados, a maneira como se considerou o fluxo de transferência de calor, a calibração do coeficiente de difusividade térmica do concreto, os métodos utilizados de verificação das vigas em situação de incêndio, as variáveis determinísticas e aleatórias, a função de estado limite e os métodos de confiabilidade considerados.

Posteriormente, é feita a **verificação de modelo**, a qual busca comprovar que as hipóteses consideradas apresentam resultados satisfatórias a partir da comparação dos momentos resistentes encontrados para as vigas à temperatura ambiente e da comparação das linhas de mesma temperatura (isotermas) desenvolvidas na seção transversal de concreto durante o incêndio com trabalhos presentes na literatura.

Na sequência é feita a **análise de confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio**, a qual utiliza todos os conceitos abordados na fundamentação teórica e mostra as características da viga modelo que será considerada na análise. Nessa parte é conduzido um estudo paramétrico para avaliar o efeito de diversos parâmetros das vigas na confiabilidade dessas estruturas e é mostrada uma avaliação sobre o efeito que determinadas considerações, como o número de faces da viga submetidas ao incêndio, a curva de incêndio adotada, o método de confiabilidade utilizado e a abordagem dos fatores de redução de resistência do aço e do concreto empregados, apresentam no índice de confiabilidade. Nesse capítulo também é feita uma análise de sensibilidade das variáveis aleatórias consideradas no problema para identificar quais delas possuem maior relevância na situação de incêndio. Ao término desse capítulo é feita uma discussão dos resultados e é apresentada uma metodologia para a determinação do índice de confiabilidade requerido.

Após isso são mostradas as **conclusões** da dissertação, provenientes do estudo paramétrico e da análise de sensibilidade das variáveis aleatórias consideradas, sendo também apresentadas sugestões para trabalhos futuros. Por fim, são listadas as **referências** utilizadas na dissertação.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir será feita a revisão bibliográfica sobre o assunto desenvolvido no presente trabalho, abordando temas como confiabilidade de estruturas sob incêndio, normas nacionais e internacionais, bem como documentos relativos ao assunto e considerações sobre análise de estruturas de concreto armado sob incêndio.

2.1. CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB INCÊNDIO

Segundo Coelho et al. (2021), um dos primeiros artigos sobre a confiabilidade de estruturas de concreto armado foi desenvolvido por Ellingwood e Shaver (1977), em que foram propostos métodos que previam o comportamento de vigas de seção T sujeitas à ação do fogo. Nessa análise, realizando um estudo de sensibilidade, foram identificados os principais parâmetros das vigas que influenciam na resposta dessas estruturas. Além disso, considerou-se de forma semi-probabilística a resistência das vigas e de forma determinística as cargas atuantes.

A teoria que aborda a deterioração de vigas de concreto armado sob a ação de incêndios é um assunto bastante estudado dentro da engenharia civil conforme Wang et al. (2010). Dentro desse contexto, ele escreveu um artigo que trata sobre a análise de confiabilidade desse tipo de estrutura submetida a altas temperaturas. Nesse trabalho, o autor considerou a variação da resistência da seção transversal da viga com o passar do tempo, levando em conta a diminuição da resistência à compressão do concreto e da tensão de escoamento do aço devido ao incêndio ao utilizar uma função de estado limite último que avalia se a resistência à flexão da viga é superior a solicitação.

Nessa abordagem, Wang et al. (2010) dividiram a seção transversal do elemento estrutural em uma zona elástica e em uma zona plástica para calcular o momento resistente de forma determinística em função dos parâmetros de resistência reduzidos do aço e do concreto. Além disso, foi feita uma análise baseada na equação diferencial térmica da condutividade, considerando que os dois lados da viga, assim como sua base, são submetidos à ação do fogo. Dessa maneira, a partir da resolução da equação diferencial, consegue-se determinar a

temperatura nas barras de aço e ao longo do concreto, o que por sua vez é utilizado para calcular os fatores de redução de suas respectivas resistências.

Ao considerar a curva do incêndio que atua na estrutura como sendo a apresentada pela norma ISO 834, Wang determinou o índice de confiabilidade (β) para algumas vigas, modificando certos parâmetros de interesse, tais como: resistência à compressão do concreto (C20, C30 e C40), taxa de armadura (0,9%, 1,2% e 1,5%) e cobrimento (20 mm, 30 mm e 40 mm). Ao fazer essa análise, a carga permanente e a carga variável foram consideradas como sendo variáveis aleatórias, sendo que a primeira possui distribuição Normal e a segunda, distribuição Gumbel. Ao final, foi concluído que:

- nos estágios iniciais do incêndio, a redução do índice de confiabilidade é pequena, já que as propriedades do aço e do concreto quase não são alteradas nesses instantes;
- a resistência a compressão do concreto possui pouca influência no índice de confiabilidade;
- o limite de resistência ao fogo é diretamente proporcional à resistência inicial da viga;
- a taxa de diminuição do índice de confiabilidade é inversamente proporcional a taxa de armadura;
- o cobrimento apresenta uma influência relevante no limite de resistência ao fogo.

Um outro artigo que buscava estudar esse mesmo assunto considerou a resistência ao momento fletor da seção transversal da viga de forma probabilística, embora a carga atuante no elemento tenha sido calculada de forma determinística. Conforme Van Coile et al. (2013), nesses moldes foi desenvolvido uma ferramenta computacional baseada em elementos-finitos que permitiu a quantificação da confiabilidade de vigas de concreto durante a ocorrência de incêndios. Para levar em conta as incertezas das variáveis do problema, que se resumiram a largura da viga, altura da viga, resistência a compressão do concreto, tensão de escoamento do aço, módulo de elasticidade do concreto, cobrimento, área de armadura e a incerteza de modelo, foram feitas simulações por meio do método de Monte Carlo, que permitiram avaliar o nível de segurança

da estrutura com relação a capacidade de momento fletor.

Nesse trabalho, a viga foi considerada exposta ao incêndio em ambos os lados e em sua base, de forma que a distribuição de temperatura na seção transversal foi determinada pelo programa de elementos-finitos chamado DIANA, o qual utilizou uma discretização de elementos quadráticos de 5 mm x 5 mm. Além disso, a capacidade de momento fletor e os fatores de redução de resistência do concreto e do aço foram calculados conforme a norma EN 1992, proveniente do Eurocode.

Ao realizar as simulações, considerando modificações nas variáveis aleatórias do modelo e considerando a curva de incêndio-padrão apresentada pela norma ISO 834, Van Coile et al. (2013) concluiu que o aumento do cobrimento aumenta a resistência da viga para suportar um incêndio e que o aumento da resistência à compressão do concreto possui menor impacto para atingir maior confiabilidade.

Em um outro artigo sobre o mesmo assunto, Eamon e Jensen (2013) realizaram uma análise de confiabilidade de vigas de concreto armado submetidas a curva de incêndio-padrão apresentada pela norma ASTM E119 (2005). Neste trabalho, a resistência ao momento fletor da seção transversal, que foi determinada de forma probabilística, é calculada a partir de uma equação em que leva em conta a redução da resistência do aço e do concreto com o transcorrer do incêndio.

A redução de resistência do aço, ou seja, de sua tensão de escoamento, foi determinada a partir do fator apresentado pela norma BS 476-20 (1987), que fornece uma curva dessa redução para uma dada temperatura a que o aço está submetida, que por sua vez é calculada a partir de uma versão do modelo calibrado de Wickström (1986). Com relação a resistência do concreto, foi utilizado o método proposto por Anderberg, o qual considera que o concreto tem sua resistência completa até atingir 500°C e que acima desse valor não se considera resistência alguma. Dessa maneira, ao longo do tempo do incêndio, deve-se estabelecer a posição da isoterma de 500°C na seção transversal a partir de uma dada equação, a qual acaba por reduzir a largura da viga que efetivamente resiste ao momento fletor atuante.

Ao longo da determinação dessa perda de resistência da viga, se faz necessário determinar o

coeficiente de difusividade térmica do concreto, que pode ser entendido como uma medida de quão rápido o calor se espalha pelo material. Essa grandeza, segundo Eamon e Jensen (2013), apresenta grande variabilidade e depende diretamente do tipo de seção transversal e das propriedades dos materiais considerados, não havendo dados experimentais suficientes para determiná-la. Por esse motivo, o coeficiente de difusividade térmica foi calibrado para fornecer resultados em conformidade com a classificação de resistência ao fogo de vigas apresentada por Kodur e Dwaikat (2011), considerando a correção necessária para a condição de apoio da estrutura.

Na análise conduzida ao longo de todo o artigo, além da determinação probabilística da resistência ao momento fletor da seção transversal da viga, também foi considerada de forma probabilística a carga atuante na viga, bem como a temperatura do incêndio. Soma-se a isso, a utilização do método de Monte Carlo para realizar diversas simulações a partir das variáveis aleatórias que foram consideradas para determinar o índice de confiabilidade das estruturas.

Ao final do trabalho, Eamon e Jensen (2013) consideraram o efeito que vários parâmetros (cobrimento, largura da viga, tipo de agregado, resistência à compressão do concreto, razão entre carga permanente e variável, taxa de armadura da viga, temperatura média do fogo, etc.) apresentaram no resultado final com relação ao índice de confiabilidade das vigas, tendo concluído que a confiabilidade decresce não linearmente com o passar do tempo de incêndio e que os parâmetros que apresentam maior efeito na análise foram o cobrimento da viga, a temperatura média do fogo e as condições de apoio da estrutura.

A partir da revisão bibliográfica dos quatro artigos citados anteriormente, pode-se realizar uma comparação quanto ao método empregado por cada um deles na análise de confiabilidade de vigas de concreto armado sujeitas a ocorrência de incêndio. Essa comparação, que é demonstrada a partir da Tabela 2.1, tem por objetivo evidenciar as diferenças na forma de abordagem de cada autor e observar as evoluções na análise em cada artigo.

Conforme se observa, todos os artigos analisaram as vigas de concreto armado através de análise do momento fletor e não do esforço cortante. Isso provavelmente se deve ao fato de que os ensaios experimentais mostram que as peças de concreto, em situação de incêndio, rompem por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento, conforme citado na NBR 15200:2012.

Tabela 2.1 – Comparação da metodologia utilizada nos artigos abordados na revisão bibliográfica

	PROJETO		INCÊNDIO		CONFIABILIDADE		
	Análise de Momento Fletor	Análise de Esforço Cortante	Curva Padrão	Curva Paramétrica	Resistência da Viga	Carga Atuante	Método Utilizado
Ellingwood e Shaver (1977)	✓		✓		Semi-Probabilística	Determinística	Não Informado
Wang et al (2010)	✓		✓		Determinística	Probabilística	Não Informado
Van Coile et al (2013)	✓		✓		Probabilística	Determinística	Monte Carlo
Eamon e Jansen (2013)	✓		✓	✓	Probabilística	Probabilística	Monte Carlo

Fonte: baseado em COELHO et al., 2021

Com relação à consideração do incêndio, apenas o trabalho desenvolvido por Eamon e Jensen (2013) considerou tanto a curva proveniente de incêndio-padrão quanto curvas paramétricas, que representam de forma mais realista as fases reais de um incêndio na comparação com a curva de incêndio-padrão. No estudo desenvolvido, notou-se grande impacto nos índices de confiabilidade das vigas ao se considerar os efeitos de curvas paramétricas.

Ao observar a análise de confiabilidade desenvolvida nos diferentes artigos, percebe-se que com o passar do tempo os estudos passaram a considerar uma determinação probabilística tanto da resistência da viga quanto da carga atuante, o que permite uma melhor avaliação da confiabilidade dessas estruturas, uma vez que se sabe que há diversas incertezas associadas as duas situações. Além disso, com relação aos métodos de confiabilidade utilizados, percebe-se que os artigos que mencionam explicitamente o tipo de metodologia empregada, utilizaram o método de Monte Carlo.

Outra comparação importante que pode ser feita a respeito dos artigos citados é a das variáveis aleatórias que cada trabalho considerou. Essa lista das variáveis é mostrada na Tabela 2.2, excluindo o trabalho desenvolvido por Ellingwood e Shaver (1977) pelo fato de não considerarem de forma completamente probabilística nem a resistência da viga e nem a atuação de cargas.

Tabela 2.2 – Comparação das variáveis aleatórias consideradas nos artigos abordados na revisão bibliográfica

	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONSIDERADAS		
	Wang et al (2010)	Van Coile et al (2011)	Eamon e Jansen (2013)
Carga Permanente	✓		✓
Carga Variável	✓		✓
Temperatura do Incêndio			✓
Área de aço		✓	
Tensão de Escoamento do aço		✓	✓
Altura útil da Seção			✓
Resistência à compressão do concreto		✓	✓
Largura da viga		✓	✓
Altura da Viga		✓	
Módulo de Elasticidade do Concreto		✓	
Cobrimento		✓	
Coefficiente de difusividade térmica do concreto			✓
Incerteza do Modelo		✓	✓

Conforme se observa, diversas variáveis aleatórias foram consideradas nos artigos, especialmente nos desenvolvidos por Van Coile et al. (2013) e por Eamon e Jensen (2013), embora apenas o último tenha considerado de forma probabilística tanto a resistência da viga quanto a carga atuante, o que permite uma análise mais realista da confiabilidade.

Tão importante quanto saber quais variáveis aleatórias utilizadas nos estudos já consolidados sobre a confiabilidade de vigas de concreto armado é definir as suas distribuições, seus valores médios e seus coeficientes de variação. Segundo Coelho et al. (2021), nota-se uma grande variabilidade dessas descrições probabilísticas nos estudos relacionados ao tema, de forma que não há uma consolidação e, portanto, requer maiores investigações.

2.2. DOCUMENTOS QUE TRATAM SOBRE CONFIABILIDADE

O índice de confiabilidade (β) é uma das principais grandezas que surgem da análise de confiabilidade e ele é um indicador da segurança de um dado sistema ou estrutura. Nesse contexto, existem diversas normas e documentos que indicam os valores requeridos de índice de confiabilidade para avaliar a segurança de estruturas de engenharia civil.

Uma das principais normas que trata sobre esse assunto é a **ISO 2934:1998 - *General principles on reliability for structures***, a qual fornece a Tabela 2.3 que indica os valores requeridos de índice de confiabilidade durante a vida útil de estruturas a serem projetadas a partir de uma avaliação de dois fatores: custos relativos de medidas de segurança e consequências da falha.

Tabela 2.3 – Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) pela ISO 2934

Custos relativos de medidas de segurança	Consequências de falha			
	Pequenas	Leves	Moderadas	Grandes
Altos	0	1,5	2,3	3,1
Moderados	1,3	2,3	3,1	3,8
Baixos	2,3	3,1	3,8	4,3

Além disso, a ISO 2394:1998 faz algumas recomendações de valores requeridos de índice de confiabilidade para certos estados limites. Para o caso do estado limite de serviço, ela sugere um valor de β igual a 0 (50 % de chances para falha) para o caso de um estado limite de serviço reversível e 1,5 para o caso do estado limite de serviço ser não reversível. Já para casos de estado limite devido a fadiga, a norma recomenda um valor de 2,3 a 3,1, dependendo da possibilidade de inspeção. Por fim, para os estados limites últimos é sugerido utilizar como índice de confiabilidade valores de 3,1, 3,8 e 4,3.

É importante destacar que segundo a norma, esses valores de índice de confiabilidade estão relacionados com um grupo específico de modelos estruturais e probabilísticos, em que foi assumido que a resistência da estrutura em análise segue uma distribuição Lognormal ou Weibull, que a carga permanente segue uma distribuição Normal e que a carga variável segue uma distribuição de valores extremos de Gumbel. Sendo assim, no caso de se utilizar os valores mostrados na Tabela 2.3 para efeitos de cálculo, deve-se adotar as mesmas hipóteses ou

hipóteses semelhantes. Além disso, o documento destaca o fato de que o índice de confiabilidade é, acima de tudo, uma ferramenta para desenvolver regras de projeto e não para fornecer a frequência real de falha de uma dada estrutura.

Destaca-se o fato de que a norma EN 1990 adota os mesmos valores propostos pela ISO 2934, conforme é mostrado no boletim 65 do fib (*International Federation for Structural Concrete*). Nesse mesmo boletim, há uma recomendação para os valores de β a partir dos estados limites para os quais se está fazendo a análise de confiabilidade das estruturas a serem projetadas e a partir do período de referência. Essa recomendação é mostrada na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) pela fib

Estados Limites	Índice de Confiabilidade Requerido (β)	Período de Referência
de Serviço		
reversíveis	0	Vida útil
irreversíveis	1,5	50 anos
irreversíveis	3	1 ano
Últimos		
baixa consequência de falha	3,1	50 anos
	4,1	1 ano
média consequência de falha	3,8	50 anos
	4,7	1 ano
alta consequência de falha	4,3	50 anos
	5,1	1 ano

Nota-se que os valores sugeridos pela fib com relação aos ELS e ELU para período de 50 anos são iguais aos valores recomendados pela ISO 2934, o que mostra uma concordância na determinação desses parâmetros de confiabilidade entre os dois documentos. Destaca-se ainda que para o período de referência de 1 ano exige-se que a estrutura apresente maior confiabilidade a partir dos valores mostrados na Tabela 2.4, conforme já era esperado.

Algo a se destacar no boletim 65 da fib com relação ao índice de confiabilidade é o fato de que tais valores requeridos de índice de confiabilidade estão relacionados a estruturas que possuem um modo de falha dominante, de maneira que estruturas com múltiplos e igualmente importante modos de falhas devem ser projetadas para um nível maior de confiabilidade.

Além disso, de acordo com a fib, os valores requeridos mostrados anteriormente são válidos para estruturas dúcteis, também chamadas de estruturas de ruptura com aviso prévio, as quais são aquelas que, no caso de estruturas de concreto armado, apresentam uma intensa fissuração antes da ruptura. Dessa forma, ainda segundo o documento, para estruturas com boa probabilidade de apresentarem ruptura brusca, sem aviso prévio, o nível de confiabilidade a ser utilizado no projeto deve ser maior.

Outro documento importante que traz um balizador com relação aos índices de confiabilidade é proveniente do JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*). Os valores sugeridos por esse comitê são compatíveis com estudos de calibração e observações estatísticas e se baseiam na análise do custo-benefício de estruturas características e representativas. A Tabela 2.5 mostra os valores requeridos de índice de confiabilidade considerando os estados limites últimos para um período de referência de 1 ano.

Tabela 2.5 – Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) para o período de referência de 1 ano para os estados limites últimos pelo JCSS

Custo Relativo de medida de segurança	Baixa Consequência de Falha	Moderada Consequência de Falha	Grande Consequência de Falha
Grande	3,1	3,3	3,7
Normal	3,7	4,2	4,4
Pequeno	4,2	4,4	4,7

Assim como a fib, o JCSS forneceu esses valores de índice de confiabilidade para estruturas dúcteis que possuem um modo de falha predominante. Nota-se que os valores sugeridos pela JCSS são menos conservadores do que os propostos pela fib para o mesmo período de referência, o que mostra não haver um consenso definido sobre os índices de confiabilidade entre todos os documentos.

A JCSS também recomenda certos valores de índice de confiabilidade para estados limites de serviço para um tempo de referência de 1 ano. A Tabela 2.6 resume esses valores.

Tabela 2.6 – Valores requeridos de índice de confiabilidade (β) para o período de referência de 1 ano para os estados limites de serviço pelo JCSS

Custo Relativo de medida de segurança	Índice de Confiabilidade (β) Requerido
Alto	1,3
Normal	1,7
Baixo	2,3

2.3. NORMAS BRASILEIRAS E INTERNACIONAIS QUE TRATAM DE ESTRUTURAS SOB INCÊNDIO

Uma das principais normas brasileiras que aborda o projeto de estruturas sob incêndio é a **NBR 14432:2001 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações**, a qual estabelece as condições a serem atendidas, em situação de incêndio, pelos elementos estruturais para que não haja colapso estrutural. Nesse documento é estabelecido o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo) para as diversas edificações, em função de seu tipo de ocupação, profundidade do subsolo ou altura da edificação.

Outra norma bastante utilizada nacionalmente com relação a esse tema é a **NBR 15200:2012 - Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**, que trata sobre os critérios de projetos que devem ser adotados para estruturas em concreto armado em situação de incêndio, obedecendo os requisitos da norma citada anteriormente. O documento estabelece alguns métodos a serem utilizados para verificação das estruturas, tais como: método tabular, método analítico por pilares, método simplificado de cálculo, métodos avançados de cálculo, método experimental e o método do tempo equivalente. No capítulo de Fundamentação Teórica, os métodos mais utilizados para vigas serão explicados de forma mais aprofundada nesta dissertação.

Por fim, abordando as normas brasileiras, para o projeto de estruturas de aço ou estruturas mistas, de aço e concreto, sujeitas a situação de incêndio, utiliza-se a **NBR 14323:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situações de incêndio**.

Além dos documentos nacionais, existem diversas normas internacionais que abordam o

mesmo tema. A seguir, são citadas algumas das mais relevantes, bem como é feita uma breve explicação, com enfoque nas estruturas de concreto, sobre a abordagem que cada uma delas adota conforme mostrado na nota técnica 1842 (2014) do NIST (*National Institute of Standards and Technology*).

Uma das normas internacionais mais relevantes é norma americana **ACI 216.1-07 - Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies**. Nesse documento, a resistência ao fogo é dada em horas de exposição ao incêndio-padrão definido pela ASTM E119. A norma fornece valores mínimos de cobrimento para proteger as armaduras passivas e ativas e considera que a carga atuante (carga permanente e carga variável) durante o incêndio não deve ser majorada. Além disso, a resistência à compressão do concreto e à tração das barras de aço são dadas em função da temperatura na forma de gráficos, desconsiderando a resistência do concreto para temperaturas superiores a 760°C, o que resulta em uma largura efetiva reduzida dos elementos estruturais. No caso de vigas e lajes contínuas, a resistência a flexão é dada na norma a partir da redistribuição do momento máximo positivo.

Outra norma americana bastante utilizada em trabalhos que abordam estruturas em situação de incêndio é a **ASCE 29-05 – Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection**. Essa norma prevê métodos que fornecem a resistência equivalente ao incêndio de elementos estruturais de concreto, com resistência à compressão menor que 69 MPa, submetidos ao incêndio-padrão considerado na ASTM E119. O documento não oferece orientação a respeito do comportamento dos materiais e das estruturas em situação de incêndio, mas determina a espessura de lajes, o tamanho do cobrimento de vigas e dimensão mínima de pilares para resistirem um dado tempo ao incêndio em função de suas características.

O Eurocode possui uma série de normas que tratam sobre o assunto, mas a que aborda de forma direta sobre o projeto de estruturas de concreto é a **EN 1992-1-2 - Design of Concrete Structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design**.

Essa norma permite que sejam feitos três níveis de análise: para membros individuais, para parte de uma estrutura e uma análise global. No caso de serem analisados membros individuais, devem ser considerados os efeitos provenientes do gradiente térmico que atua na seção

transversal, mas podem ser ignorados os efeitos de expansão térmica e as mudanças nas condições de contorno. Ao analisar parte de uma dada estrutura, são considerados mudanças nas propriedades dos materiais, expansão térmica e deformações. Já na análise global, todos os fatores citados anteriormente são levados em conta, observando também os possíveis modos de falha da estrutura.

Além disso, o documento permite o uso de diferentes métodos de análise da resistência das estruturas em situação de incêndio, tais como: método simplificado da isoterma de 500°C, métodos avançados de cálculo e o método de zona. O primeiro considera que o concreto tem 100% de sua resistência até a temperatura de 500°C e nenhuma resistência em temperaturas superiores a essa e que o aço tem sua resistência diminuída a depender de sua temperatura. Os métodos avançados consideram a análise de transferência de calor, a degradação do material e o comportamento não linear. Já o método das Zonas, utilizado para seções pequenas e pilares esbeltos, divide o membro em três ou mais zonas de temperaturas quase idênticas, calcula a capacidade de cada uma delas em resistir as forças atuantes considerando as altas temperaturas e as soma para obter a capacidade total.

Com relação as normas europeias, destaca-se ainda a **EN 1991-1-2 - *Actions on Structures – Part 1.2: General Rules – Actions on Structures Exposed to Fire***, que trata sobre as ações térmicas e mecânicas a serem consideradas em estruturas sujeitas a incêndio. Além disso, para a realização de projetos de estruturas mistas, de aço e concreto, sujeitas a situação de incêndio, tem-se a **EN 1994-1-2 - *Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design***.

Outra norma internacional que merece destaque é a **NZS 3101: Part 1: 2006 – *Concrete Structures***, proveniente da Nova Zelândia. Esse documento fornece tabelas com dimensões mínimas correspondentes a diversos tempos de resistência para lajes e vigas simplesmente apoiadas ou contínuas. Tabelas semelhantes são fornecidas para pilares e paredes, considerando a razão entre a carga atuante e a capacidade de carga dessas estruturas. Além disso, o documento traz orientação a respeito da espessura do isolamento térmico que os elementos devem ter para atingirem a resistência necessária e permite que se faça uso de métodos reconhecidos para a análise da resistência das estruturas em situação de incêndio, assim como o Eurocode.

Por fim, tem-se a norma australiana **AS 3600 - Concrete Structures**, que especifica dimensões e cobrimentos mínimos para que as seções de concreto atinjam uma determinada resistência ao incêndio-padrão. Nessa norma, são usados métodos que analisam as estruturas em situação de incêndio considerando as propriedades dos materiais em temperaturas elevadas.

2.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SOB INCÊNDIO

Conforme Araújo (2014), em situações normais de uso de estruturas de concreto armado, considera-se os valores de resistência do aço e do concreto para uma temperatura padrão de 20°C. Além disso, leva-se em conta os valores de ações com grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura.

Contudo, em algumas edificações, deve-se prever a possibilidade da ocorrência de uma situação de incêndio, a qual é encarada como uma ação excepcional e como tal, permite que os coeficientes de segurança parciais sejam diminuídos de seus valores usuais para efeitos de projeto. Além disso, ao projetar uma estrutura para suportar as altas temperaturas, se faz necessário considerar os efeitos que o incêndio irá causar na resistência do concreto e do aço.

LaMalva e Hopkin (2021) escreveram um livro que aborda os principais aspectos a respeito da análise de estruturas em situação de incêndio, destacando-se a análise de estruturas de concreto armado, a qual estuda o comportamento do material (aço e concreto) sob efeitos de altas temperaturas, e a análise de confiabilidade em situação de incêndio. Posteriormente, no capítulo de Fundamentação Teórica, serão abordados diversos conceitos discutidos nessa obra.

Com relação ao aço, segundo Costa et al. (2004), quando ele é submetido a altas temperaturas, sofre efeitos excessivos de dilatação térmica e de fluência, além de ter sua resistência e módulo de elasticidade reduzidos. Soma-se a isso o fato de que a partir da duração do incêndio e da temperatura atingida, ocorre uma redução na aderência entre as barras de aço e o concreto, modificando a forma como a estrutura se comporta frente às solicitações atuantes.

O concreto, embora seja um material heterogêneo, já que é composto por agregados dispostos dentro de uma matriz de cimento, apresenta comportamento de material homogêneo quando

está submetido à temperatura ambiente. O mesmo não ocorre em temperaturas elevadas, pois nessas situações cada componente se comporta de maneira própria, havendo deformações diferenciais e transformações físico-químicas no concreto endurecido que levam a desagregação do material. (COSTA et al., 2004).

Um dos fenômenos que exemplificam a desagregação do concreto quando submetido a altas temperaturas é o *spalling*, processo que, segundo Fletcher et al. (2007), consiste na ejeção forçada do concreto da superfície do elemento estrutural, podendo levar a eliminação do revestimento que protege as armaduras e portanto contribuindo ainda mais para a deterioração mecânica da estrutura, já que o carregamento atuante durante a ocorrência do incêndio participa ativamente do processo de degeneração através da formação de fissuras excessivas e lascamentos (COSTA et al., 2004).

Ainda assim, de forma geral, elementos de concreto armado demonstram bom desempenho sob condições de incêndio. Isso se deve ao fato da condutividade térmica do concreto ser relativamente baixa em temperatura ambiente e de diminuir com o aumento da temperatura (CHUDYBA; SEREGA, 2013). Ainda segundo os autores, o fato da condutividade térmica do concreto ser baixa faz com que os campos de distribuição de temperaturas sejam não uniformes ao longo da seção transversal dos elementos estruturais, o que acaba sendo uma das principais dificuldades ao analisar a resistência ao fogo de estruturas de concreto armado. Por esse motivo, existem diversos métodos disponíveis para a elaboração de projeto de elementos estruturais submetidos a incêndios.

Ao projetar uma estrutura para resistir a um incêndio, segundo a NBR 15200, deve-se visar a limitação do risco à vida humana, do risco da vizinhança e da sociedade, bem como do risco da propriedade exposta ao fogo. Araújo (2014) propõe que para atingir esses objetivos, o projeto de uma edificação deve buscar as seguintes ações:

- reduzir o risco de incêndio;
- controlar o fogo nos estágios iniciais;
- limitar a área exposta ao fogo;
- criar rotas de fuga;

- facilitar as operações de combate ao incêndio;
- evitar a ruína prematura da estrutura, permitindo a fuga dos usuários e as operações de combate ao incêndio

O último item faz referência direta à função de suporte que a estrutura de uma dada edificação deve manter no caso da ocorrência do incêndio. Essa função deve ser mantida por um intervalo de tempo chamado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF), o qual corresponde ao período de exposição ao chamado incêndio-padrão, conforme a NBR 15200.

Ao ocorrer um incêndio, ocorre uma transferência de calor natural para os elementos estruturais, os quais acabam submetidos a uma distribuição de temperatura superior na comparação com a situação de uso normal. Essa distribuição depende do tempo transcorrido do incêndio e das características da estrutura, de forma que ao sofrerem essa elevação de temperatura, o concreto e o aço apresentam diminuição de resistência.

Segundo Eamon e Jensen (2013), para determinar a perda de resistência de uma viga de concreto armado, deve-se levar em conta dois principais efeitos:

- a mudança de temperatura nos materiais em diversos pontos de importância, como nas barras de aço e na zona de compressão do concreto;
- como a mudança de temperatura afeta a resistência desses materiais.

Ainda segundo os autores, em vigas de ruptura dúctil, as propriedades do concreto possuem mínima influência na capacidade de momento fletor, a qual é governada pelo aço tracionado. Além da diminuição da resistência do aço e do concreto, a elevação da temperatura nos elementos estruturais introduz esforços adicionais que, segundo Araújo (2014), podem ser desprezados na análise pelo fato da rigidez das peças diminuir consideravelmente com o aquecimento, aumentando a capacidade de acomodação plástica.

Conforme citado anteriormente, o incêndio é entendido como uma ação excepcional e, portanto, deve-se considerar, ao verificar a condição da segurança estrutural, uma combinação excepcional no estado-limite último (ELU) na qual a ação transitória excepcional é levada em conta através da minoração da resistência dos materiais constitutivos da estrutura, conforme um

dos métodos propostos pela NBR 15200.

Ainda segundo essa norma, pode-se utilizar o método tabular, o método simplificado de cálculo, o método avançado de cálculo, o método experimental ou o método do tempo equivalente. Posteriormente, os métodos mais utilizados para vigas serão explicados com maior ênfase nesta dissertação. Destaca-se apenas que o método tabular, um dos mais utilizados em situações de projeto, define medidas mínimas para cada elemento estrutural (vigas, lajes e pilares) em função de seu TRRF.

Segundo Chudyba e Serega (2013), os métodos de análise de estruturas de concreto armado em situação de incêndio podem ser classificados em três categorias:

- dados tabulados para soluções de projeto bem reconhecidas;
- métodos simplificados de engenharia para determinados tipos de elementos estruturais;
- modelos termomecânicos avançados de aço e concreto para modelagem numérica.

Os métodos da primeira categoria fornecem dimensões mínimas para os elementos estruturais, bem como distâncias mínimas do centro da barra de aço para a face aquecida da seção transversal do elemento. Dessa maneira, esses métodos são bastante diretos, mas possuem limitações, tais como: só podem ser aplicados para curvas de incêndio proveniente da norma ISO 834 ou semelhante e para concretos de resistência normal. Além disso, não permitem determinar a real capacidade de carga de incêndio para determinado tempo desejado (CHUDYBA; SEREGA, 2013).

Os métodos simplificados podem ser utilizados para avaliar a resistência de elementos estruturais em que a hipótese das seções planas permaneça inalterada. O método da isoterma de 500°C é o exemplo mais difundido, tendo sido desenvolvido por pesquisadores suecos nos anos 70 segundo Chudyba e Serega (2013). Nessa metodologia, se considera uma seção reduzida de concreto, a qual é encontrada ao se determinar a localização da isoterma de 500°C na seção transversal do elemento. A base dessa abordagem foi feita baseada na observação de que a

resistência à compressão do concreto quase não se altera até atingir a temperatura citada, mas decresce rapidamente ao atingir maiores temperaturas, chegando a apenas 30% de sua resistência inicial quando atinge 700°C.

Segundo os autores, o método da isoterma também apresenta limitações pelo fato de ter sido desenvolvido para elementos de resistência normal à compressão que estavam sujeitos a falha por exceder a capacidade de tração do aço e que não eram aquecidos pelo lado de compressão.

Com relação aos métodos termomecânicos avançados utilizando a modelagem numérica, principalmente elementos finitos, destaca-se que são boas soluções para casos mais complexos, com elementos de seções transversais não padrões submetidos a curvas de incêndios paramétricas. Isso se deve ao fato de demandarem grande esforço computacional, especialmente em análises de confiabilidade, em que são feitas diversas simulações (EAMON; JENSEN, 2013).

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A seguir serão explicados e comentados os principais conceitos utilizados na elaboração desta dissertação, abordando conceitos de estatísticas, incertezas na engenharia, o tema da confiabilidade e alguns de seus métodos, a determinação do momento resistente de vigas de concreto armado na análise de confiabilidade, denominações e explicações importantes referentes a análise de estruturas em situação de incêndio, mostrando a influência dessa ocorrência na resistência do aço e do concreto, e a verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

3.1. CONCEITOS ESTATÍSTICOS

A seguir serão explicados, de forma breve, alguns conceitos de estatísticas que serão abordados ao longo da dissertação, tais como: variáveis aleatórias, função de distribuição acumulada de uma variável aleatória, função de densidade de probabilidade de uma variável aleatória, características de uma variável aleatória, covariância e correlação, distribuição Normal, distribuição Normal padrão, distribuição Gamma, transformação normal equivalente e Transformação de Nataf.

3.1.1. Variáveis aleatórias

Admite-se um espaço amostral Ω formado por um conjunto de pontos amostrais ω . Sendo assim, uma variável aleatória $X(\omega)$ é determinada a partir da atribuição de um número real x para cada ponto amostral ω pertencente a Ω , de forma que o conjunto $\{X \leq x\}$ é um evento para qualquer número real x , segundo Beck (2014). Além disso, uma variável aleatória deve respeitar as condições expressas na Equação 1 e na Equação 2.

$$P[X = \infty] = P[X = -\infty] = 0 \quad (1)$$

$$P[-\infty < X < \infty] = 1 \quad (2)$$

Outro fato que merece destaque é a classificação das variáveis aleatórias em contínuas ou discretas. Enquanto as do tipo contínuas apresentam infinitos pontos formando o espaço

amostral Ω , as do tipo discreta apresentam um número finito de pontos. Nesse trabalho, será tratado apenas sobre variáveis contínuas, de forma que os conceitos utilizados se referem apenas esse tipo de variável.

3.1.2. Função de Distribuição Acumulada (FDA)

A função de distribuição acumulada de uma variável aleatória ($F_X(x)$) representa a probabilidade de que tal variável assuma valores inferiores ou iguais ao valor onde se está calculando a FDA, conforme Beck (2014). Isso é representado pela Equação 3.

$$F_X(x) = P[X \leq x] \quad (3)$$

Em problemas recorrentes de engenharia, há mais de uma variável envolvida no problema, de forma que se faz necessário conhecer a função acumulada de probabilidade conjunta. Para um dado vetor de variáveis aleatórias ($X = \{x_1, x_2 \dots x_n\}$), essa função é definida a partir da Equação 4.

$$F_X(X) = P[X_1 \leq x_1, X_2 \leq x_2 \dots X_n \leq x_n] \quad (4)$$

3.1.3. Função de Densidade de Probabilidade (FDP)

Segundo Beck (2014), a função de densidade de probabilidade de uma variável aleatória ($f_X(x)$) é a derivada da função de distribuição acumulada, o que é mostrado pela Equação 5.

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (5)$$

A partir dessa definição, percebe-se que a área sob a FDP em um intervalo que comece no menos infinito e vá até certo valor da variável aleatória é igual a função de distribuição acumulada aplicada nesse valor da variável aleatória, conforme mostra Equação 6.

$$\int_{-\infty}^{x_1} f_X(x) dx = F_X(x_1) \quad (6)$$

A Equação 6 vale também para o caso em que se considerem diversas variáveis aleatórias, de forma que se considera um vetor $X = \{x_1, x_2 \dots x_n\}$ que representa uma amostra dessas variáveis ao invés do valor único de uma variável. Nesse caso, a função é chamada de função de densidade de probabilidade conjunta e pode ser representada pela Figura 3.1, a qual mostra as funções de densidade de probabilidades marginais de duas variáveis quaisquer ($f_R(r)$ e $f_S(s)$) e a função de densidade conjunta ($f_{R,S}(s,r)$) dessas variáveis.

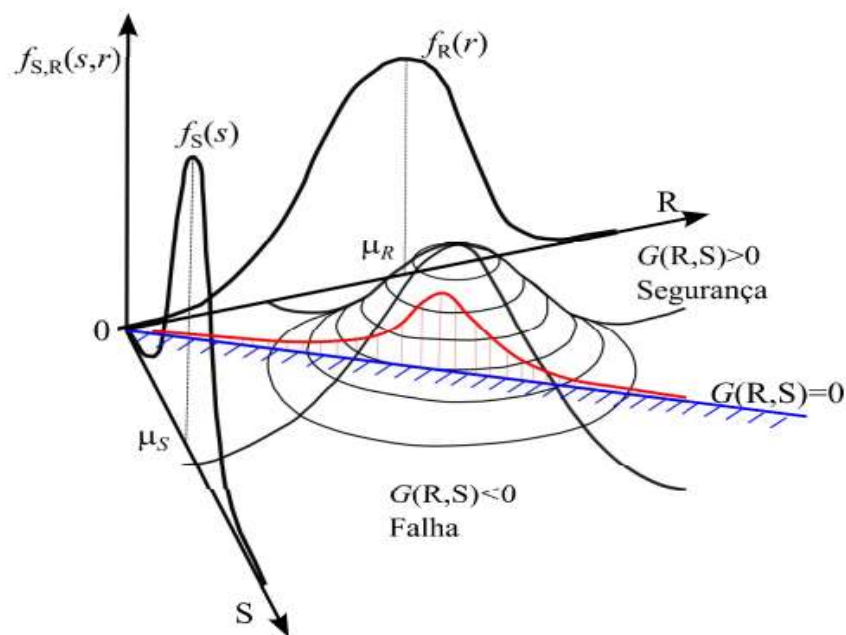


Figura 3.1 – Função de densidade de probabilidade conjunta (baseado em: MELCHERS; BECK, 2018)

3.1.4. Características de uma Variável Aleatória

A seguir serão explicadas algumas das características das variáveis aleatórias que serão abordadas no presente trabalho. A primeira delas é a média (μ_X), também chamada de valor esperado ($E[X]$), a qual pode ser determinada a partir da Equação 7, conforme Beck (2014).

$$E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx = \mu_X \quad (7)$$

Outra importante característica de uma variável aleatória é a variância, que acaba por medir a

dispersão da variável em torno de sua média. Ela é dada a partir da Equação 8, sendo igual ao quadrado do desvio padrão (σ_X).

$$VAR[X] = E[(X - \mu_X)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx = \sigma_X^2 \quad (8)$$

Por último, tem-se o coeficiente de variação (COV), dado pela relação entre o desvio padrão da variável aleatória e sua média, conforme mostra Equação 9.

$$COV = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (9)$$

3.1.5. Covariância e Correlação

A covariância entre duas variáveis aleatórias, que pode ser entendida como uma medida de dependência linear, é determinada a partir das expressões mostradas a seguir.

$$COV[X_1, X_2] = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (X_1 - \mu_{X_1})(X_2 - \mu_{X_2}) f_{X_2 X_1}(x_1, x_2) dx_1 dx_2 \quad (10)$$

$$COV[X_1, X_2] = E[(X_1 - \mu_{X_1})(X_2 - \mu_{X_2})] \quad (11)$$

$$COV[X_1, X_2] = E[X_1 X_2 - X_1 \mu_{X_2} - \mu_{X_1} X_2 + \mu_{X_1} \mu_{X_2}] \quad (12)$$

$$COV[X_1, X_2] = E[X_1 X_2] - \mu_{X_1} \mu_{X_2} \quad (13)$$

onde μ representa a média das variáveis aleatórias, $f_{X_2 X_1}(x_1, x_2)$ é a função de densidade de probabilidade conjunta e E é o operador do valor esperado. Pelo fato da covariância avaliar a dependência linear entre duas variáveis, no caso delas serem independentes, o valor da covariância é nulo.

Já o coeficiente de correlação ($\rho_{X_{ij}}$), que varia de menos um até mais um, é uma medida que indica a influência que uma variável possui na outra. Esse parâmetro estatístico é calculado a partir da Equação 14, a qual utiliza a covariância e o desvio padrão (σ) de cada uma das variáveis envolvidas.

$$\rho_{X_{ij}} = \frac{COV[X_i, X_j]}{\sigma_{X_i} \sigma_{X_j}} \quad (14)$$

Números positivos de coeficiente de correlação indicam que o aumento do valor de uma das variáveis resulta em um aumento no valor da outra variável. De forma contrária, quando o coeficiente de correlação é negativo, o aumento do valor de umas das variáveis resulta em uma diminuição no valor da outra variável e vice-versa.

3.1.6. Distribuição Normal

A distribuição Normal, também chamada de distribuição de Gauss, é caracterizada por dois parâmetros: média e desvio padrão. Sua função de densidade de probabilidade é dada pela Equação 15, a qual é representada na Figura 3.2.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2} \quad (15)$$

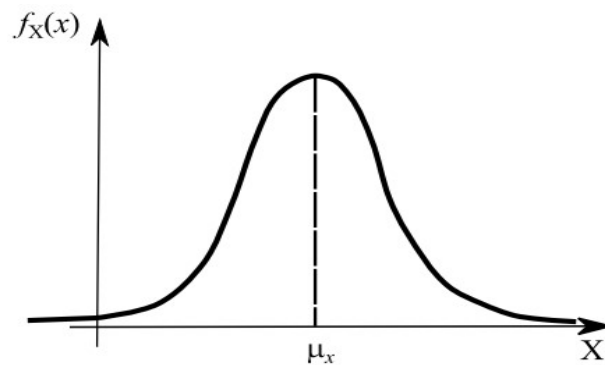


Figura 3.2 – Função de densidade de probabilidade de uma variável com distribuição Normal

Nota-se que nesse tipo de distribuição há uma simetria em torno da média. Além disso, destaca-se o fato de que muitas variáveis possuem um comportamento que pode ser aproximado de uma distribuição normal, o que a torna muito importante em análises de confiabilidade.

Já a função de distribuição acumulada Normal é dada pela Equação 16, sendo ilustrada na Figura 3.3.

$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2} dx \quad (16)$$

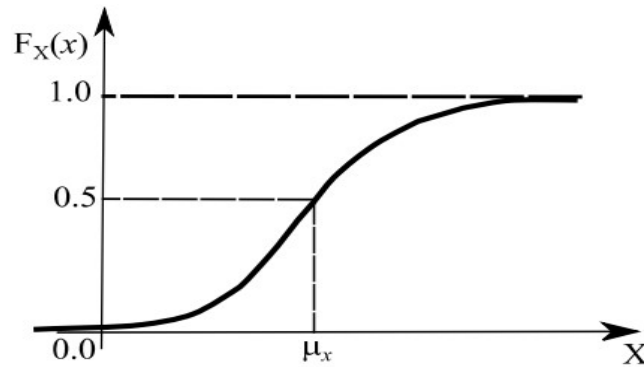


Figura 3.3 – Função de distribuição acumulada de uma variável com distribuição Normal

3.1.7. Distribuição Normal Padrão

Quando uma variável é representada por uma distribuição Normal, ela pode ser padronizada, o que significa que sua média se iguala a zero e seu desvio padrão se torna unitário. Esse procedimento é feito para facilitar a determinação da função de distribuição acumulada da variável e é feito ao se utilizar a Equação 17.

$$z = \frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \quad (17)$$

Dessa maneira, a função de densidade de probabilidade é dada pela Equação 18, enquanto a função de distribuição acumulada é dada pela Equação 19.

$$\varphi_z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} \quad (18)$$

$$\Phi_z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz \quad (19)$$

3.1.8. Distribuição Gamma

Assim como a distribuição Normal, a distribuição Gamma é caracterizada por dois parâmetros: um parâmetro de forma k e um parâmetro de escala $\theta = \frac{1}{\lambda}$. Esse tipo de distribuição modela valores de dados positivos. Dessa forma, sua função de densidade de probabilidade é dada pela Equação 20.

$$f_X(x) = \frac{1}{\Gamma(k)} \lambda (\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x} \quad (20)$$

Onde Γ representa a função Gamma dada pela Equação 21.

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} x^{k-1} e^{-x} dx \quad (21)$$

A função de densidade de probabilidade da distribuição Gamma é representada na Figura 3.4.

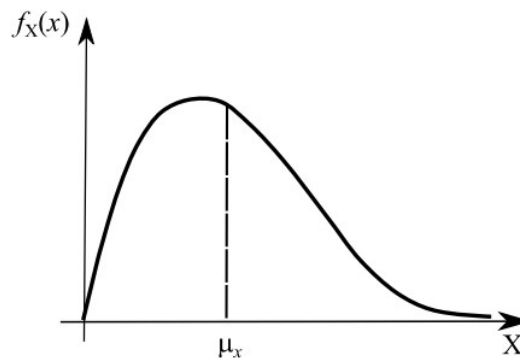


Figura 3.4 – Função de densidade de probabilidade acumulada de uma variável com distribuição Gamma

Nota-se que nesse tipo de distribuição que há uma assimetria a direita da média e que todos os valores são positivos. Já a função de distribuição acumulada é dada pela Equação 22.

$$F_X(x) = \frac{1}{\Gamma(k)} \gamma(k, \lambda x) \quad (22)$$

Onde $\gamma(k, \lambda x)$ representa a função Gamma incompleta inferior dada pela Equação 23.

$$\gamma(k, \lambda x) = \int_0^{\lambda x} t^{k-1} e^{-t} dt \quad (23)$$

3.1.9. Transformação Normal Equivalente

A transformação normal equivalente consiste em transformar a distribuição de probabilidade de uma variável com distribuição qualquer em uma distribuição normal equivalente. Esse processo é feito a partir da imposição de duas condições:

- a função de distribuição acumulada da distribuição normal equivalente deve ser igual à da distribuição não-normal no ponto sobre a superfície de falha que se está analisando;
- o valor da função densidade de probabilidade da distribuição normal equivalente deve ser igual à densidade de probabilidade da distribuição não-normal no ponto sobre a superfície de falha que se está analisando.

A Figura 3.5 ilustra a primeira condição para que a variável seja transformada em uma variável normal equivalente.

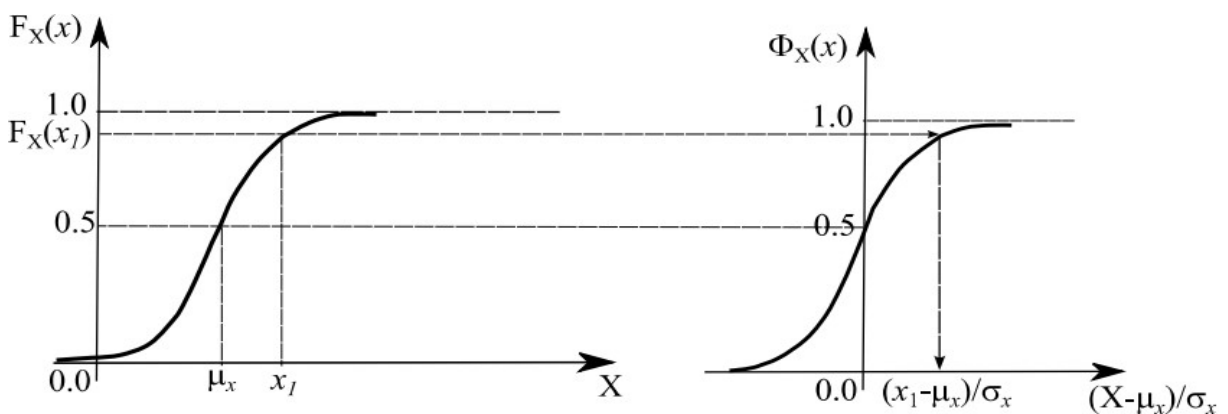


Figura 3.5 – Igualdade entre a função de distribuição acumulada original e a função de distribuição acumulada equivalente (GOMES, 2022)

A partir dessas duas condições citadas anteriormente, a determinação do desvio padrão equivalente e da média equivalente se dão a partir da Equação 24 e Equação 25, respectivamente.

$$\sigma_X^{eq} = \frac{\varphi_X\{\Phi_X^{-1}[F_X(x_1)]\}}{f_X(x_1)} \quad (24)$$

$$\mu_X^{eq} = x_1 - \sigma_X^{eq} \Phi_X^{-1}[F_X(x_1)] \quad (25)$$

onde φ_X é a função de densidade de probabilidade da distribuição normal padrão, Φ_X é a função de distribuição acumulada da distribuição normal padrão, F_X é a função de densidade de probabilidade original, f_X é a função de distribuição acumulada original e x_1 é o valor da variável sobre a superfície de falha que se está analisando.

É importante destacar que essa transformação será de extrema importância na utilização do método FORM (*First Order Reliability Method*) para torná-lo invariável quanto ao tipo de distribuição, o que será discutido no item 3.3.4.

3.1.10. Transformação de Nataf

O objetivo da utilização da transformação de Nataf no presente trabalho é determinar a matriz de correlação equivalente (R_z) no espaço reduzido (z) entre as variáveis aleatórias (x) para utilizar o método FORM na análise de confiabilidade. A transformação de Nataf consiste em determinar a função densidade de probabilidade das variáveis aleatórias Normal padrão correlacionadas a partir das funções de densidades de probabilidade marginais originais dessas variáveis e que geralmente são medidas experimentalmente. Isso é feito utilizando a igualdade de probabilidade entre as duas funções citadas, onde se chega à Equação 26.

$$f_X(x) = \varphi_Z(z, R_z) \frac{\prod f_{X_i}(x)}{\prod \varphi_{Z_i}(z)} \quad (26)$$

onde f_X é a função conjunta de densidade de probabilidade da distribuição original das variáveis aleatórias, φ_Z é função conjunta de densidade de probabilidade da distribuição normal padrão das variáveis aleatórias, enquanto f_{X_i} e φ_{Z_i} se referem as distribuições marginais das variáveis.

Utilizando a Equação 14, que trata sobre o coeficiente de correlação entre as variáveis, em conjunto com a Equação 10 e substituindo o termo relacionado à função conjunta de densidade

de probabilidade da distribuição original das variáveis aleatórias a partir da transformação de Nataf, chega-se à Equação 27.

$$\rho_{X_{ij}} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} z_i z_j \varphi_Z(z, R_z) \frac{\prod f_{X_i}(x)}{\prod \varphi_{Z_i}(z)} d_{x_i} d_{x_j} \quad (27)$$

A expressão acima pode ser resolvida por integração para determinar elementos de R_z a partir dos elementos de R_x (matriz dos coeficientes $\rho_{X_{ij}}$). Utilizando regressões geradas para diversas distribuições, pode-se utilizar a Equação 28 para essa determinação, a qual apresenta um fator $F_{X_{ij}}$ que varia de 0 a 1 e que depende do tipo de distribuição da variável aleatória original.

$$\rho_{Z_{ij}} = F_{X_{ij}} \times \rho_{X_{ij}} \quad (28)$$

A Tabela 3.1 resume o valor do fator $F_{X_{ij}}$ considerando uma das variáveis aleatórias com distribuição Normal e a outra uma distribuição qualquer.

Tabela 3.1 – Valores dos fatores $F_{X_{ij}}$

X_i	X_j	$F_{X_{ij}}$
Normal	Normal	1,000
Normal	Uniforme	1,023
Normal	Exponencial	1,107
Normal	Rayleigh	1,014
Normal	Tipo I valor extremo p/ máximos	1,031
Normal	Tipo I valor extremo p/ mínimos	1,031
Normal	LogNormal	$CV_{X_j} / \{\ln[1+(CV_{X_j})^2]\}^{1/2}$
Normal	Gamma	$1,001-0,007CV_{X_j}+0,118(CV_{X_j})^2$
Normal	Tipo II valor extremo p/ máximos	$1,030-0,238CV_{X_j}+0,364(CV_{X_j})^2$
Normal	Tipo II valor extremo p/ mínimos	$1,031-0,195CV_{X_j}+0,328(CV_{X_j})^2$

Fonte: Aulas de confiabilidade e risco estrutural

3.2. INCERTEZAS NA ENGENHARIA

Nos sistemas de engenharia, há sempre incertezas associadas à forma com que as variáveis

presentes na análise irão se comportar. Isso ocorre devido a aleatoriedade natural de certos processos envolvidos e do nosso conhecimento incompleto a respeito da natureza dos sistemas que são projetados (BECK, 2014). Dessa maneira, percebe-se que na medida em que há essas incertezas, não se pode afirmar de forma exata ou determinística que certo sistema irá se comportar da forma que se idealizou inicialmente, havendo uma certa probabilidade de haver alguma falha do sistema com relação a certo critério de desempenho estabelecido previamente. Com o objetivo de quantificar essas probabilidades, surge a análise de confiabilidade, que será tratada posteriormente nesse trabalho. Ressalta-se apenas que as incertezas existentes na engenharia são a principal causa da existência desse campo de estudo.

As incertezas podem ser classificadas em intrínsecas ou aleatórias, que são aquelas em que a incerteza não pode ser eliminada e em epistêmicas, as quais estão relacionadas ao nosso conhecimento sobre o problema e, portanto, são as incertezas que podem ser diminuídas a partir de uma maior coleta de dados a respeito do processo. Há ainda outro tipo de classificação de incerteza, que envolve o fator erro humano. A seguir são abordados esses tipos de incertezas e seus subgrupos a partir de conceitos estabelecidos por Beck (2014), bem como são citados alguns exemplos de incertezas para cada tipo.

3.2.1. Incertezas Intrínsecas

As incertezas intrínsecas podem ser divididas em incertezas físicas e de previsão. As incertezas físicas se referem a aleatoriedade natural de certos fenômenos que afetam a resposta de sistemas de engenharia. São exemplos de incertezas físicas:

- as propriedades dos materiais (resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade, resistência à tração do aço, etc);
- dimensões de componentes do sistema (largura e altura de vigas, diâmetro das barras de aço, etc);
- carregamento (carga permanente, carga variável, cargas excepcionais, etc).

As incertezas de previsão estão relacionadas à determinação das condições futuras que certo sistema está sujeito. Normalmente, na engenharia, tem-se informações que dizem respeito a um curto período de tempo e elas acabam sendo extrapoladas para a vida útil da estrutura, o que

representa a incerteza de previsão. Um exemplo diretamente relacionado ao assunto dessa dissertação é a incerteza associada a severidade do incêndio, visto que tal condição depende de uma série de fatores que serão posteriormente mencionados.

3.2.2. Incertezas Epistêmicas

As incertezas epistêmicas podem ser divididas em incertezas estatísticas, incertezas de decisão, incertezas de modelo e incertezas fenomenológicas. As do tipo estatísticas dizem respeito a determinação de parâmetros estatísticos de certa variável aleatória a partir de amostras da curva de distribuição de probabilidade. Dessa forma ocorre a extrapolação dessas informações a partir de uma amostra finita para uma população inteira, o que representa uma incerteza. O mesmo ocorre quando se utiliza um certo tipo de distribuição de probabilidades para uma dada variável aleatória, visto que há certo nível de probabilidade associado a essa utilização. A incerteza de medição também pode ser classificada como incerteza estatística.

As incertezas de decisão estão relacionadas a determinação se determinado evento ocorre ou não. Um exemplo disso na engenharia civil são os estados limites de serviço que são usualmente considerados em projetos de vigas de concreto armado (deformação excessiva e abertura de fissuras), visto que à princípio não há fronteiras bem definidas para afirmar categoricamente se o estado limite de serviço foi atingido ou não, o que é comprovado com diferentes limites impostos por diferentes normas que tratam do assunto.

Já as incertezas de modelo se referem a forma com que se idealiza o comportamento de certo sistema. Muitas vezes, devido à complexidade da maneira exata de seu funcionamento, utiliza-se um modelo simplificado que se aproxima do comportamento real. Um exemplo desse tipo de incerteza na engenharia civil é a não consideração da resistência à tração do concreto em peças submetidas a momentos fletores.

Por fim, as incertezas fenomenológicas dizem respeito à ocorrência de fenômenos que não foram previstos e que podem afetar o desempenho do sistema ao qual ele se aplica. A ocorrência de rajadas de ventos superiores aos valores previstos em normas, a ocorrência de terremotos e de impactos extraordinários são alguns dos exemplos desse tipo de incerteza no campo da engenharia civil.

3.2.3. Erro Humano

Os erros humanos são provenientes da ação direta dos indivíduos que acabam por ocasionar efeitos indesejáveis nos sistemas de engenharia. Sabe-se que boa parte das falhas que ocorrem nesses tipos de sistemas são originados pelo erro humano. Um exemplo desse tipo de erro na engenharia civil é quando ocorre a má colocação da armadura em peças de concreto armado sem reserva de segurança, como marquises, as quais necessitam de armadura negativa, mas em alguns casos de erro humano permite-se que tal armadura seja deslocada para baixo, não havendo, portanto, a resistência necessária para garantir a segurança estrutural do elemento.

3.3. CONFIABILIDADE

Na engenharia civil, os sistemas estruturais são pensados e projetados para que garantam segurança, bom desempenho em serviço e durabilidade durante o período de sua vida útil, de forma que devem ser considerados também aspectos econômicos e estéticos ao conceber uma dada estrutura ou elemento estrutural. Contudo, pelo fato de haver diversas incertezas associadas ao projeto estrutural, as quais podem ser traduzidas em variáveis de caráter aleatório, é possível que certo sistema estrutural não se comporte da forma como se idealizou, o que pode ocasionar o não atendimento de certos requisitos.

Quando um dado sistema estrutural não atende um determinado requisito ou se comporta de forma indesejada, diz-se, sob o ponto de vista da confiabilidade, que esse sistema está na região de falha. Na situação oposta, diz-se que o sistema está na região de segurança, o que é buscado por todos os projetistas. Essas duas regiões são delimitadas por uma curva chamada de função de estado limite, que evidencia o critério que a estrutura em análise deve obedecer, sendo calculada a partir dos valores das variáveis aleatórias envolvidas no problema. Essa situação é mostrada na Figura 3.6 para uma situação em que se tem apenas duas variáveis envolvidas.

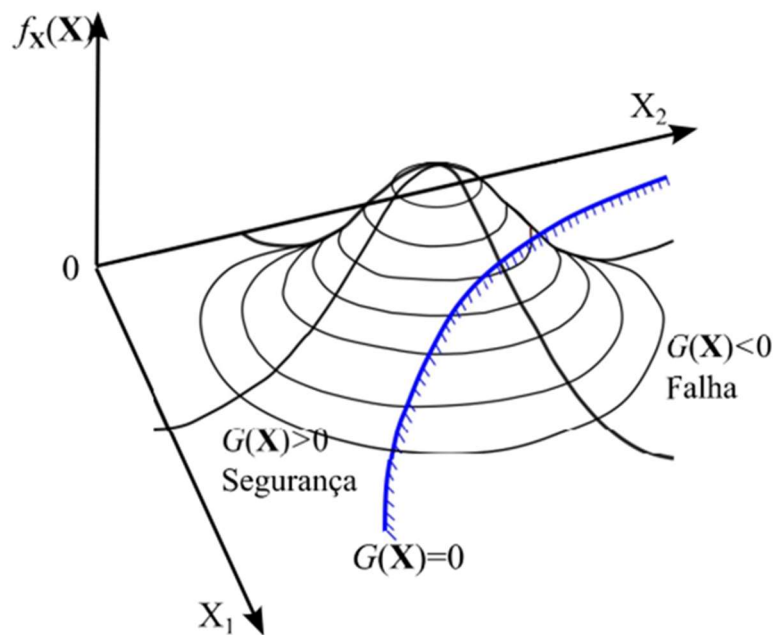


Figura 3.6 – Domínios de falha e segurança

Nesse contexto, a confiabilidade estrutural tem por objetivo quantificar as chances de uma dada estrutura estar operando em situação de segurança ou em situação de falha. Ressalta-se que essa quantificação envolve diretamente a variabilidade das variáveis envolvidas, que representam as incertezas associadas ao problema. Além disso, percebe-se que a confiabilidade calculada está atrelada somente as incertezas consideradas, de forma que pode haver mais incertezas que não foram introduzidas em uma dada análise. Por esse motivo, a confiabilidade de uma dada estrutura não é “exata”, mas serve como ferramenta de comparação em situações em que se utilizou as mesmas incertezas (GOMES, 2001).

Para que se possa determinar a probabilidade de falha ou segurança de um sistema estrutural, deve-se primeiramente saber que seu comportamento se dará em função de um vetor (\vec{x}) que engloba as variáveis do problema. A partir disso, se faz necessário determinar quando a função de estado limite ($g(\vec{x})$), que depende diretamente do vetor das variáveis aleatórias, assume valores positivos, negativos ou nulos.

Quando $g(\vec{x}) \leq 0$, tem-se que a estrutura sofreu uma falha em relação ao critério estabelecido. Já quando $g(\vec{x}) > 0$, a estrutura está em segurança. Sendo assim, a probabilidade de falha é

calculada a partir da Equação 29.

$$P_f = \int_{g(\vec{x}) \leq 0} f_{\vec{x}}(\vec{x}) d\vec{x} \quad (29)$$

onde $f_{\vec{x}}(\vec{x})$ é a função conjunta de densidade de probabilidades das variáveis aleatórias envolvidas no problema.

A solução da Equação 29 é de difícil realização, pois na grande maioria das vezes não se conhece a função conjunta de densidade de probabilidades ou até mesmo devido ao grande esforço para se calcular a integral para funções de estado limite que levam em conta diversas variáveis aleatórias.

Existem diversos métodos aproximados para se determinar a confiabilidade de um sistema estrutural, como por exemplo a partir de simulação de Método de Monte Carlo e a partir do método FORM, os quais serão abordados adiante neste trabalho. Uma outra forma de se determinar a probabilidade de falha é a partir do índice de confiabilidade, o qual será explicado a seguir.

3.3.1. Índice de Confiabilidade

O índice de confiabilidade (β) é uma medida de segurança de um determinado sistema, sendo que quanto maior for, menor será a probabilidade de falha, isto é, há maior segurança. Nos casos em que a função de estado limite é linear e que as variáveis envolvidas possuem distribuição normal, β pode ser determinada a partir da Equação 30, conforme proposto por Cornell.

$$\beta = \frac{E[g(\vec{x})]}{\sqrt{\text{var}[g(\vec{x})]}} \quad (30)$$

onde $E[g(\vec{x})]$ é a média da função de estado limite e $\sqrt{\text{var}[g(\vec{x})]}$ é o desvio padrão da função de estado limite.

Entretanto, ressalta-se que na grande maioria dos problemas de engenharia, as variáveis

envolvidas não possuem distribuição normal e as funções de estado limite não são lineares. Para estes casos, o índice de confiabilidade é determinado por meio de métodos que transformam a distribuição de variáveis não normais em distribuições normais equivalentes, como o método FORM, que será explicado posteriormente. A Equação 30 anteriormente descrita, nestes casos, poderá fornecer resultados muito diferentes daqueles que se esperaria com métodos mais precisos, e o que é mais perigoso, resultados insensíveis ao tipo de distribuição além de resultados que dependam da forma como a função de estado limite seja definida.

Uma interpretação geométrica simplificada do índice de confiabilidade é a de que ele representa a menor distância entre a função de estado limite e a origem do espaço padronizado das variáveis aleatórias, conforme é mostrada na Figura 3.7 para uma função de estado limite qualquer que envolva duas variáveis.

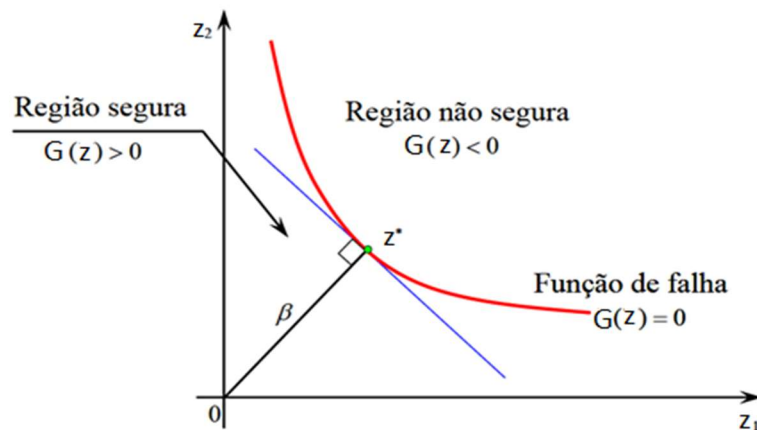


Figura 3.7 – Interpretação geométrica do índice de confiabilidade (baseado em: PACHÁS, 2009)

É importante destacar para efeitos de nomenclatura que o ponto Z^* , que é mostrado na Figura 3.7, é chamado de ponto de projeto ou ponto mais provável de falha (*Most Probable Point*).

Ao determinar o índice de confiabilidade, pode-se calcular a probabilidade de falha de determinada estrutura a partir da Equação 31, onde Φ é a função de distribuição acumulada normal padrão.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (31)$$

A partir da Equação 31, montou-se a Tabela 3.2 para mostrar a relação entre os valores de probabilidades de falha e os índices de confiabilidade.

Tabela 3.2 – Relação entre β e probabilidade de falha (P_f)

β	P_f	β	P_f
5,2	1,0E-07	1,3	1,0E-01
4,8	1,0E-06	0,8	2,0E-01
4,3	1,0E-05	0,5	3,0E-01
3,7	1,0E-04	0,3	4,0E-01
3,1	1,0E-03	0,0	5,0E-01
2,3	1,0E-02		

A relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha também pode ser expressa na forma de gráfico, conforme mostra Figura 3.8.

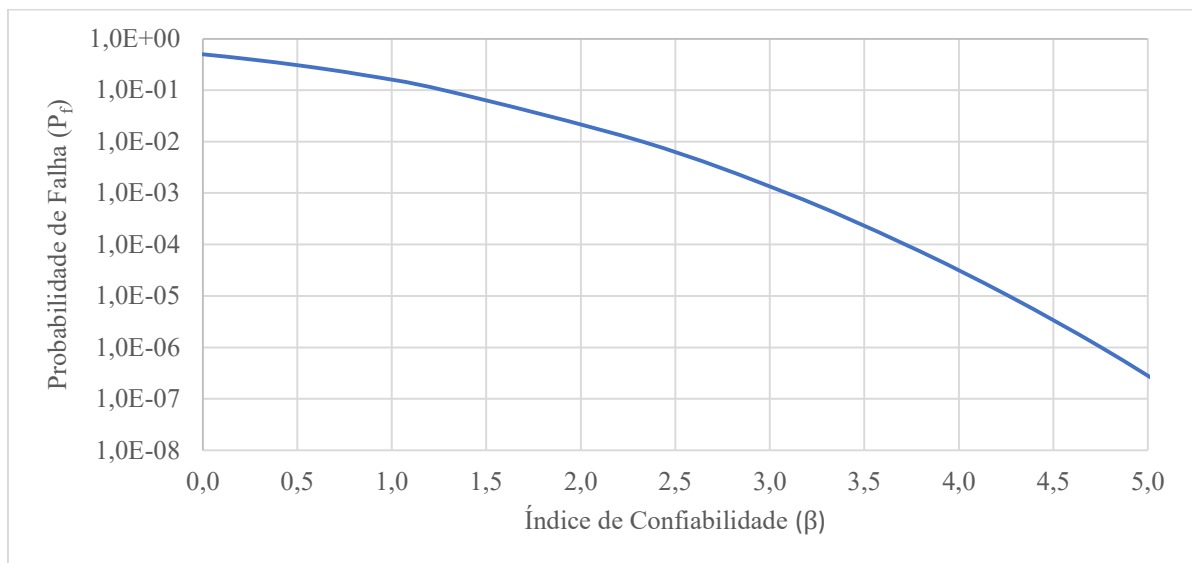


Figura 3.8 – Curva índice de confiabilidade (β) x probabilidade de falha (P_f)

Ao observar os valores apresentados na Tabela 3.2, percebe-se, por exemplo, que valores de índice de confiabilidade próximos a 2,3 representam 1% de chance da estrutura falhar, valor que já é considerado alto. Usualmente, buscam-se valores de β próximos de 3 ou 4 em projetos

de estruturas correntes, conforme mostrado no capítulo de revisão bibliográfica.

3.3.2. Método de Simulação de Monte Carlo

O método de Monte Carlo consiste na simulação de um determinado problema que se quer analisar a partir da geração de amostras por meio da distribuição das variáveis aleatórias envolvidas. Dessa forma, sendo $X = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}$ o conjunto dessas variáveis aleatórias, as quais devem ser caracterizadas por suas funções de densidade de probabilidade marginais (FDP) e funções de distribuição acumulada marginais (FDA), em conjunto com seus parâmetros estatísticos (média e desvio padrão), a probabilidade de falha, a partir do método de Simulação de Monte Carlo, associada a uma função de estado limite $g(X)$ é dada pela Equação 32 (GOMES, 2001).

$$P_f = \int_{g(X) \leq 0} f_X(X) dX = \int_X I[g(X)] \cdot f_X(X) dX \quad (32)$$

onde f_X representa a densidade de probabilidade conjunta das variáveis e $I[g(X)]$ é a função indicadora, que se iguala a 1 no caso de falha ($g(X) \leq 0$) e se iguala a 0 no caso de segurança ($g(X) > 0$). Sendo assim, conforme Gomes (2011), a probabilidade de falha pode ser estimada a partir da seguinte expressão:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{ns} \sum_j^{ns} I[g(X^j)] \quad (33)$$

onde ns é o número de simulações realizadas e X^j é o j -ésimo vetor de amostras das variáveis aleatórias. Ao determinar a probabilidade de falha através do método de Monte Carlo, deve-se avaliar a precisão dessa probabilidade calculada, visto que tal processo depende diretamente do número de simulações que serão feitas. Essa avaliação pode ser feita através do cálculo do coeficiente de variação dado pela Equação 34.

$$COV_{\hat{P}_f} = \frac{\hat{\sigma}_{\hat{P}_f}}{\hat{P}_f} \quad (34)$$

onde $\hat{\sigma}_{\hat{p}_f}$ é o desvio padrão do estimador de probabilidade de falha, o qual pode ser determinado, considerando que cada simulação constitua um processo de Bernoulli, conforme Gomes (2011), pela seguinte expressão:

$$\hat{\sigma}_{\hat{p}_f} \cong \sqrt{\frac{(1 - \hat{P}_f)\hat{P}_f}{ns}} \quad (35)$$

dessa forma, o coeficiente de variação pode ser determinado pela Equação 36.

$$COV_{\hat{p}_f} = \sqrt{\frac{(1 - \hat{P}_f)}{ns \cdot \hat{P}_f}} \quad (36)$$

Ressalta-se que o valor encontrado para o coeficiente de variação deve ser comparado com o valor limite estabelecido, de maneira que quanto menor ele é, melhor é a estimativa calculada para probabilidade de falha. Segundo Gomes (2011), um valor na ordem 0,05 (5%) para o coeficiente de variação é um bom indicativo de que a estimativa \hat{P}_f pode ser tomada como confiável.

Ao utilizar esse processo descrito anteriormente para se determinar a probabilidade de falha, se está utilizando o método de simulação direta de Monte Carlo, visto que as amostras são geradas de forma aleatória, sem considerar se estão próximas à superfície de falha. Entretanto, muitas vezes esse método possui o inconveniente de criar a necessidade de se gerar uma grande quantidade de amostras para que o coeficiente de variação não seja demasiado alto, especialmente quando a confiabilidade do sistema é elevada. Isto representaria uma estimativa não tão boa para a probabilidade de falha e significaria um grande esforço computacional na medida em que se faz necessário considerar uma grande quantidade de amostras.

Por esse motivo, o método de simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa surge como alternativa para contornar este inconveniente, o qual determina a probabilidade de falha a partir da expressão a seguir.

$$P_f = \int_X I[g(X)] \cdot \frac{f_X(X)}{f_w^k(X)} f_w^k(X) dX \quad (37)$$

onde $f_w^k(X)$ é a função de distribuição de probabilidade conjunta de amostragem, sendo que o índice k representa as diferentes funções de amostragem utilizadas. Essa função deve ser escolhido de forma cuidadosa para que as simulações realizadas considerem situação próxima a superfície de falha. Sendo assim, a Equação 38 pode ser escrita da seguinte forma:

$$P_f = \int_X I_w^k[g(X)] f_w^k(X) dX \quad (38)$$

onde $I_w^k[g(X)] = I[g(X)] \cdot \frac{f_X(X)}{f_w^k(X)}$. Dessa maneira, segundo Gomes (2022), essa função de distribuição de probabilidade conjunta de amostragem pode ser atualizada para que a amostragem das variáveis se aproxime da zona de falha, de maneira que a probabilidade de falha pode ser estimada a partir da Equação 39, onde $nadp$ representa o número de vezes em que $f_w^k(X)$ é atualizada e ns_k o número de simulações feitas com a função de amostragem $f_w^k(X)$.

$$\hat{P}_f = \frac{1}{\sum_{k=1}^{nadp} ns_k} \sum_{k=1}^{nadp} \sum_{j=1}^{ns_k} I_w^k[g(X^j)] \quad (39)$$

Utilizando essa metodologia, o coeficiente de variação da estimativa da probabilidade de falha pode ser calculado da mesma forma do que para o método de simulação direta de Monte Carlo. Outra maneira de se reduzir o coeficiente de variação ($COV_{\hat{P}_f}$), além da utilização do método com importância adaptativa é a utilização de variáveis antitéticas. Um grupo de amostras u_i (com distribuição uniforme entre 0 e 1), assim como um grupo de amostras $1 - u_i$ (complementar ao anterior e que terá também distribuição uniforme entre 0 e 1) é gerado, os quais possuem naturalmente uma correlação negativa entre os dois grupos de amostras e, portanto, causam uma redução nesse coeficiente, conforme Beck (2014).

3.3.3. Geração de Amostras para Simulação de Monte Carlo

Existem alguns métodos para gerar as amostras que serão utilizados na simulação de Monte Carlo, sendo o mais conhecido deles o método da transformação inversa. Esse método consiste na realização dos seguintes passos:

- geração de um número aleatório (u_i) com distribuição uniforme entre 0 e 1;
- o número aleatório gerado (u_i) é igualado a sua função de distribuição acumulada: $F_U(u_i) = u_i$;
- deve-se igualar a função de distribuição acumulada da amostra que se quer gerar com a função de distribuição acumulada do número aleatório gerado: $F_X(x_i) = F_U(u_i)$;
- determina-se o valor da amostra: $x_i = F_X^{-1}(u_i)$.

A realização desses passos pode ser melhor observada a partir da ilustração apresentada na Figura 3.9.

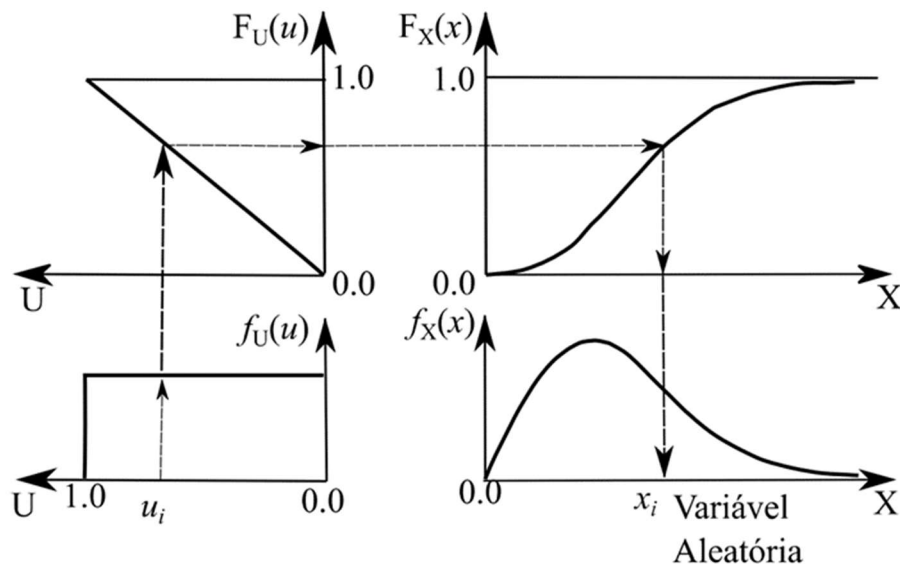


Figura 3.9 – Geração de amostras pelo método da transformação inversa (Baseado em: HALDAR; MAHADEVAN, 2000)

3.3.4. Método FORM

O método FORM (*First Order Reliability Method*) lineariza a função de estado limite no ponto de falha analisado, permitindo que seja considerado as informações estatísticas das variáveis

aleatórias envolvidos no problema em análise, bem como a possível correlação entre elas. Em linhas gerais, o método transforma todas as variáveis para o espaço padronizado e não correlacionado para fazer a análise de confiabilidade.

Nesse processo, a determinação do índice de confiabilidade se dá ao calcular a menor distância entre a função de estado limite considerada e a origem do espaço padronizado das variáveis, conforme já foi mostrado na Figura 3.7. Dessa maneira, o método é essencialmente um processo de otimização com restrição formulado da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \text{Minimizar } \beta &= \sqrt{Z^T Z} \\ \text{Sujeito a } g(Z) &= 0 \end{aligned} \quad (40)$$

onde Z representa as variáveis no espaço padronizado e $g(Z)$ é a função de estado limite no espaço padronizado. Os passos do método FORM e sua sequência são mostrados a seguir.

- a) definir a função de estado limite $g(X)$ e os parâmetros estatísticos (média, desvio padrão e coeficientes de correlação) das distribuições das variáveis envolvidas;
- b) assumir valores iniciais para as variáveis envolvidas (normalmente atribui-se os valores médios de cada uma delas);
- c) calcular os parâmetros para as distribuições normais equivalentes (médias e desvios padrões equivalentes);
- d) a partir da matriz de coeficientes de correlação no espaço original (R_X), calcula-se essa matriz no espaço padronizado (R_Z) pela transformação de Nataf. Com os desvios padrões equivalentes, determina-se a matriz de covariância no espaço reduzido (C_Z). Depois deve-se decompô-la por Cholesky para calcular a matriz triangular inferior (L_Z) que será utilizada no próximo passo;
- e) calcular as variáveis no espaço padronizado, a partir da Equação 41;

$$Z = L_Z^{-1}(X - \mu_X^{eq}) \quad (41)$$

f) calcular o gradiente da função de estado limite no espaço reduzido, a partir da Equação 42;

$$\nabla g(z) = \left(\frac{\nabla g(z)}{\partial x_1} \frac{\partial x_1}{\partial z_1} \quad \frac{\nabla g(z)}{\partial x_2} \frac{\partial x_2}{\partial z_2} \quad \dots \quad \frac{\nabla g(z)}{\partial x_n} \frac{\partial x_n}{\partial z_n} \right) \quad (42)$$

g) minimizar a distância da função de estado limite até a origem no espaço padronizado usando algum algoritmo de otimização (como o HLRF);

h) verificar a convergência do método, a partir das expressões a seguir, onde ε é o erro admitido;

$$|X_{k+1} - X_k| \leq \varepsilon \quad (43)$$

$$|g(X_{k+1})| \leq \varepsilon \quad (44)$$

i) se a convergência for verificada, determinar o índice de confiabilidade. Em caso contrário, voltar ao passo 3 considerando o novo ponto de falha.

A seguir será tratado sobre o algoritmo de otimização HLRF (Hasofer-Lind Hackwitz-Fiessler) utilizado no passo g).

3.3.5. Algoritmo HLRF

O algoritmo HLRF (Hasofer-Lind Hackwitz-Fiessler) realiza a busca, de forma recursiva, do ponto de projeto que minimiza a distância entre a origem do espaço padronizado e a função de estado limite de forma que a função de estado limite seja restrita a zero. A seguir será demonstrado como se chega a equação recursiva utilizada pelo algoritmo.

Primeiramente, deve-se realizar uma aproximação da função de estado limite a partir de uma expansão em série de Taylor que retém até os termos de derivada de primeira ordem e igualar tal aproximação a zero, conforme mostra Equação 45.

$$\tilde{g}(Z_{k+1}) = g(Z_k) + \nabla g(Z_k)^t (Z_{k+1} - Z_k) = 0 \quad (45)$$

A Equação 46 pode ser rearranjada da maneira mostrada a seguir.

$$\nabla g(Z_k)^t Z_{k+1} = \nabla g(Z_k)^t Z_k - g(Z_k) \quad (46)$$

A seguir, deve-se introduzir o conceito de cossenos diretores (α_k), que podem ser calculados a partir da Equação 47.

$$\alpha_k = \frac{\nabla g(Z_k)}{\|\nabla g(Z_k)\|} \quad (47)$$

Geometricamente, os cossenos diretores possuem o significado geométrico mostrado na Figura 3.10.

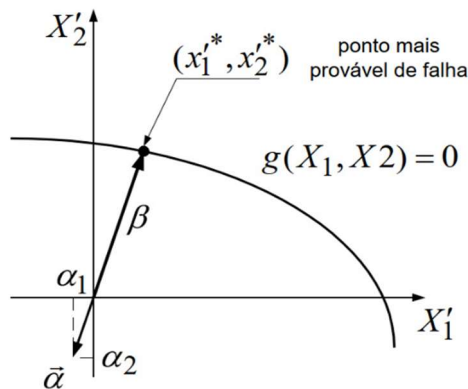


Figura 3.10 – Significado geométrico dos cossenos diretores (REAL, 2021)

Sabendo que a soma dos quadrados dos cossenos diretores ($\alpha_k^T \alpha_k$) é igual a um, pode-se escrever a Equação 48, retomando a demonstração da equação do algoritmo HLRF.

$$\nabla g(Z_k)^t Z_{k+1} = [\nabla g(Z_k)^t Z_k - g(Z_k)] \alpha_k^T \alpha_k \quad (48)$$

Substituindo o cosseno diretor por sua definição,

$$\nabla g(Z_k)^t Z_{k+1} = \frac{[\nabla g(Z_k)^t Z_k - g(Z_k)] \nabla g(Z_k)^t \nabla g(Z_k)}{\|\nabla g(Z_k)\|^2} \quad (49)$$

Eliminando o termo $\nabla g(Z_k)^t$ dos dois lados da igualdade, chega-se à equação recursiva do algoritmo HLRF.

$$Z_{k+1} = \frac{[\nabla g(Z_k)^t Z_k - g(Z_k)] \nabla g(Z_k)}{\|\nabla g(Z_k)\|^2} \quad (50)$$

Nota-se que a Equação 50 envolve o valor do gradiente da função de estado limite calculado no ponto Z_k , o valor das variáveis aleatórias reduzidas da etapa anterior (Z_k) e o valor da função de estado limite calculada no ponto Z_k .

Algo a se destacar a respeito do algoritmo HLRF é que, segundo Melchers e Beck (2018), em casos em que a função de estado limite seja altamente não linear, é possível que não seja atingido a convergência do método.

3.4. DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

A determinação do momento resistente de vigas de concreto armado é de extrema importância na análise de confiabilidade que posteriormente será feita para que se possa avaliar a função de estado limite considerada, a qual está descrita de forma explícita no item 4.10. Dentro desse contexto, pelo fato de estar se tratando de uma análise de confiabilidade e não de uma situação de projeto, as grandezas envolvidas no cálculo do momento resistente, as quais muitas delas serão tratadas como variáveis aleatórias, não serão consideradas com valor de projeto, mas sim com valores provenientes da amostra dentro da análise de confiabilidade.

Dessa maneira, esse momento resistente deve ser determinado a partir da utilização de um roteiro de cálculo para vigas de seção retangular com armadura dupla (inferior e superior), visando a possibilidade de que a tensão desenvolvida nas barras de aço seja inferior a tensão de escoamento, o que pode ser considerado dependendo dos valores assumidos para as variáveis aleatórias na análise de confiabilidade.

Ressalta-se que o termo “armadura dupla” utilizado anteriormente não necessariamente se refere ao caso de uma viga que tenha sido projetada para que a armadura superior esteja

comprimida e que esta armadura se faça necessária para que o elemento estrutural possua o momento resistente igual ou maior do que o momento atuante sem que a ruptura seja frágil. No presente trabalho, o termo “armadura dupla” abrange a situação usual de vigas biapoiadas de concreto armado, que é esses elementos apresentarem armadura na parte inferior de sua seção transversal e na parte superior, sendo esta última podendo ser apenas uma armadura de montagem ou até mesmo uma armadura necessária para atingir a resistência necessária.

Primeiramente, deve-se apresentar alguns conceitos relacionadas a essa verificação. O primeiro deles se refere aos domínios de estado-limite último de uma seção transversal, os quais são divididos conforme mostra a Figura 3.11.

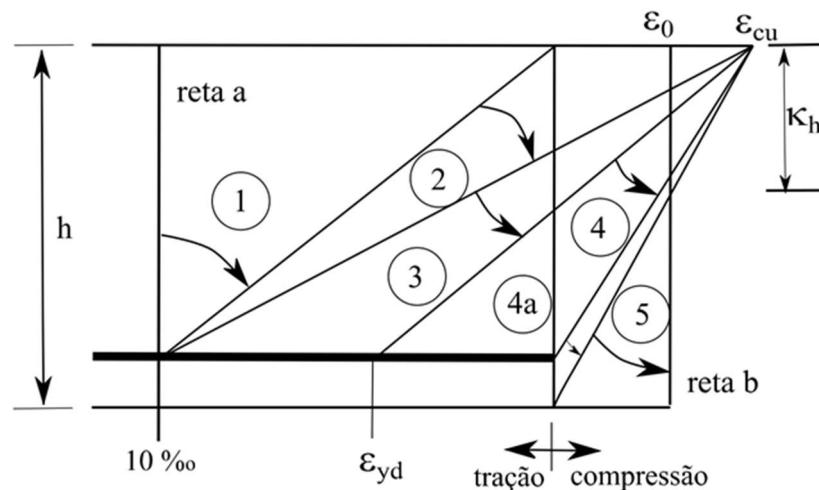


Figura 3.11 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal (adaptado de ARAÚJO, 2014)

Na presente dissertação, pelo fato de estar se estudando vigas submetidas a flexão, são de interesse particular a ocorrência dos domínios 2, 3 e 4, já que nesses domínios parte da seção transversal está tracionada e parte comprimida, o que é característico da flexão.

Dessa forma, a Figura 3.12 mostra a situação que se está analisando, com as dimensões e variáveis envolvidas no problema da determinação do momento resistente das vigas.

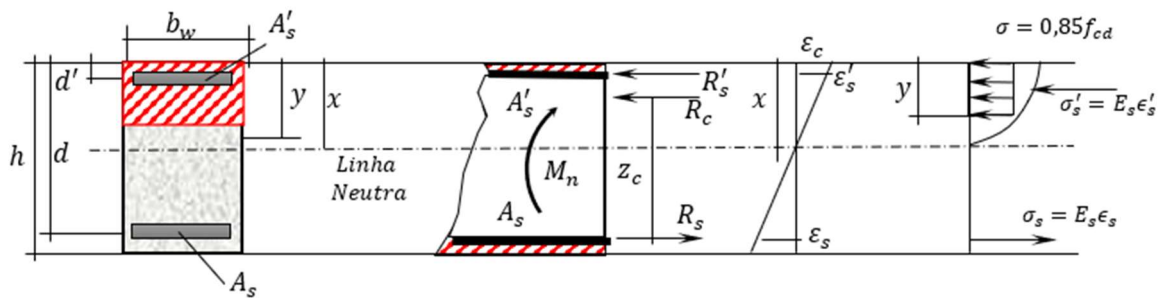


Figura 3.12 – Determinação do momento resistente de vigas de concreto armado (LEITE; GOMES, 2021)

A partir dessa ilustração, surgem as seguintes equações de equilíbrio:

$$R_c + R'_s - R_s = 0 \quad (51)$$

$$M_n = R_c z_c + R'_s (d - d') \quad (52)$$

Onde R_c é a força resultante das tensões de compressão que ocorrem no concreto, R'_s é a força resultante das tensões de compressão na armadura superior da viga, R_s é a força resultante das tensões de tração na armadura inferior da viga, z_c é o braço de alavanca da resultante de compressão do concreto em relação ao centróide da armadura inferior, d é a altura útil e d' é a distância da borda mais comprimida da seção até o centróide da armadura superior.

Sabendo que a resultante de compressão do concreto (R_c) é igual a $f_c b_w y$, onde f_c é a resistência a compressão do concreto, b_w é a largura da viga e y a altura do bloco das tensões de compressão, que as resultantes das tensões das armaduras R'_s e R_s são iguais a $A'_s \sigma'_s$ e $A_s \sigma_s$, onde A'_s e A_s são as áreas de aço da armadura superior e inferior, respectivamente, e que σ'_s e σ_s são as tensões na armadura superior e inferior, respectivamente, as equações de equilíbrio podem ser escritas na forma mostrada a seguir.

$$f_c b_w y + A'_s \sigma'_s - A_s \sigma_s = 0 \quad (53)$$

$$M_n = f_c b_w y (d - y/2) + A'_s \sigma'_s (d - d') \quad (54)$$

A altura do bloco das tensões de compressão (y) pode ser substituída por $0,8\beta_x d$, onde β_x é a profundidade relativa da linha neutra dada pela razão $\frac{x}{d}$. Essa consideração está de acordo com

a simplificação do diagrama parábola-retângulo das tensões do concreto por um diagrama retangular, conforme é permitido pela NBR 6118:2014 para concretos de resistência característica menor ou igual a 50 MPa. Sendo assim, as equações de equilíbrio podem ser escritas da seguinte forma:

$$0,8f_c b_w \beta_x d + A'_s \sigma'_s - A_s \sigma_s = 0 \quad (55)$$

$$M_n = 0,8f_c b_w \beta_x d^2 (1 - 0,4\beta_x) + A'_s \sigma'_s (d - d') \quad (56)$$

Para os casos de concreto de alta resistência, com resistência característica maior do que 50 MPa, a altura do bloco das tensões de compressão é calculada a partir da Equação 57.

$$y = \left[0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \right] \beta_x d \quad (57)$$

Outro conceito importante relacionado a determinação da capacidade da seção transversal é a profundidade relativa da linha neutra limite da armadura inferior (β_{lim}) e da armadura superior (β'_{lim}), as quais apresentam os valores limites para que a seção transversal tenha uma ruptura dúctil, isto é, uma ruptura caracterizada por intensa fissuração antes da ruína, o que é altamente desejável sob o ponto de vista de projeto e ocorre quando a armadura atingiu o escoamento. A profundidade relativa da linha neutra limite da armadura inferior é dada pela Equação 58, já considerando a deformação última do concreto (ε_{cu}), sendo que $\varepsilon_y = f_y/E_s$ é a deformação de escoamento da armadura inferior.

$$\beta_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)} \quad (58)$$

É importante ressaltar que essa profundidade da linha neutra limite (β_{lim}) representa a fronteira entre os domínios 3 e 4 de dimensionamento, onde ocorre o limite de que a ruptura da estrutura seja dúctil, isto é, o limite da ocorrência do escoamento da armadura.

Para a armadura inferior, a profundidade limite da linha neutra limite (β'_{lim}) é determinada em função do domínio de dimensionamento da viga. No caso da viga ter sido dimensionada no domínio 2, β'_{lim} é dado pela Equação 59. Caso ela tenha sido dimensionada no domínio 3, β'_{lim}

é dado pela Equação 60. Em ambos os casos, η representa a razão $\frac{d'}{d}$ e $\varepsilon'_y = f_{yc}/E_s$ é a deformação de escoamento da armadura superior, onde f_{yc} é a tensão de escoamento do aço comprimido.

$$\beta'_{lim} = \frac{\eta + \frac{\varepsilon'_y}{0,01}}{1 + \frac{\varepsilon'_y}{0,01}} \quad (59)$$

$$\beta'_{lim} = \frac{\eta}{1 - \frac{\varepsilon'_y}{\varepsilon_{cu}}} \quad (60)$$

Para os casos de concreto de alta resistência, com resistência característica maior do que 50 MPa, a deformação última do concreto (ε_{cu}), que antes era tomada como sendo igual a 3,5‰ em temperatura ambiente, deve ser calculada usando a Equação 61.

$$\varepsilon_{cu}(\text{‰}) = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (61)$$

Dessa forma, a partir das equações de equilíbrio estabelecidas e dos conceitos citados, pode-se utilizar o seguinte roteiro, considerando concreto com resistência até 50 MPa, para a determinação do momento resistente da seção transversal viga:

- a) calcula-se o valor da profundidade relativa da linha neutra (β_x) a partir da Equação 55, de forma que $\beta_x = (A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s) / (0,8 f_c b_w d)$, considerando $\sigma_s = f_y$ e $\sigma'_s = f_{yc}$;
- b) verificar se $\beta_x \leq \beta_{lim}$ e $\beta_x \geq \beta'_{lim}$. Caso seja verdade, calcular o momento resistente da seção transversal (M_n) a partir da Equação 56;
- c) caso o item b) não seja satisfeito, deve-se calcular as tensões nas armaduras da seguinte forma:
 - Se $\beta_x > \beta_{lim}$ avaliar $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}(1 - \beta_x) / \beta_x$ e então, $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$

- Se $\beta_x < \beta'_{lim}$ calcular $\varepsilon'_s = 0,01(\beta_x - \eta)/(1 - \beta_x)$ caso esteja no domínio 2 ou $\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu}(\beta_x - \eta)/\beta_x$ caso esteja no domínio 3, e então $\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s$

d) utilizar os valores calculados no item c) para determinar a profundidade relativa da linha neutra (β_x) a partir da expressão da letra a) e calcular o momento resistente da seção transversal (M_n) a partir da Equação 56.

Ressalta-se que para concretos com resistência superior a 50 MPa, os valores da altura do bloco de compressão do concreto e da deformação última devem ser calculada a partir das equações mencionadas anteriormente.

É importante destacar o fato de que na determinação do momento resistente da seção transversal não foi considerado o coeficiente de 0,85 referente ao efeito Rüsç pelo fato da NBR 15200 permitir sua não consideração ao utilizar métodos simplificados na análise de estruturas em situação de incêndio, que é o que será feito no presente trabalho.

Além disso, ressalta-se que esse roteiro de cálculo do momento resistente será utilizado para todos os tempos em que se quer avaliar a confiabilidade das vigas na situação de incêndio, o que significa dizer que parâmetros como a deformação última do concreto (ε_{cu}) e o módulo de deformação do aço (E_s) não serão constantes, uma vez que apresentam variabilidade conforme há aumento da temperatura. Tal fato é mostrado de forma mais clara no item 3.5.5.

3.5. SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Diante do assunto que está sendo tratado, percebe-se que é de suma importância estabelecer o conceito de incêndio. “Conceitualmente, define-se que o incêndio é uma combustão caracterizada pelo aparecimento e propagação da chama, liberação de calor, emissão de gases, produção de fumaça e formação de diversos produtos a partir do carbono” (COELHO, 2018, p. 5).

Além disso, sabe-se que a ocorrência de um incêndio pressupõe a presença de fogo e, portanto, deve-se entender como ele funciona. Ao pesquisar sobre a ciência que o estuda, descobre-se que a primeira teoria de representação do fogo era conhecida como Triângulo do Fogo, a qual

mostrava que ele seria composto por três elementos: Combustível, Comburente e Calor, conforme mostrado na Figura 3.13.

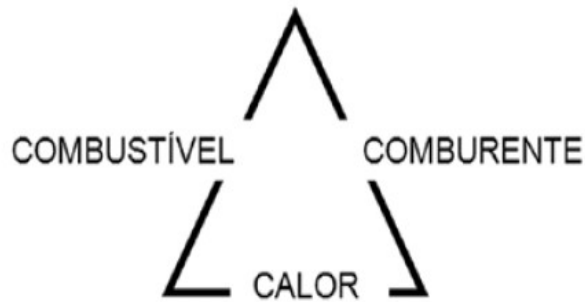


Figura 3.13 – Triângulo do fogo (SEITO et al., 2008)

Nessa representação, o combustível é o material que alimenta o fogo e por ele pode se propagar, compreendendo uma grande gama de materiais. Já o comburente é o elemento que reage com o combustível, potencializando a queima do material, sendo o oxigênio o principal exemplo. Por último, o calor é o elemento necessário para que se inicie a combustão. Essa representação indica que caso não haja um desses elementos, não haverá fogo e em consequência não haverá incêndio.

Atualmente, a teoria de representação é conhecida como Tetraedro do Fogo, pois acrescentou-se, aos três elementos, a reação em cadeia, conforme mostra Figura 3.14.



Figura 3.14 – Tetraedro do fogo (SEITO et al., 2008)

A seguir serão explicados alguns conceitos a respeito de situações de incêndio sob o enfoque da análise estrutural.

3.5.1. Severidade do fogo

Uma das principais características que se deve levar em conta na ocorrência de um incêndio é a severidade do fogo, pois segundo Coelho (2018) ela é um quantitativo do potencial de destruição que um incêndio real possui, sendo normalmente determinada em termos de tempo de exposição ao incêndio-padrão para que possa haver comparação entre as diversas ocorrências. A diferença entre um incêndio real e um incêndio padrão será mostrada a seguir.

3.5.2. Incêndio Real

O incêndio real possui a característica de que seu gráfico temperatura-tempo apresenta dois ramos definidos, um ascendente e outro descendente, conforme é mostrado na Figura 3.15.

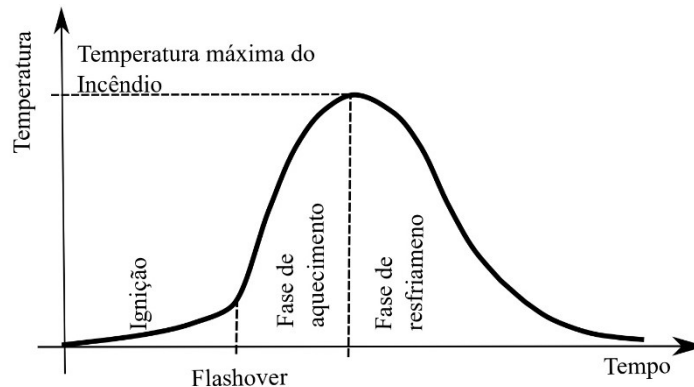


Figura 3.15 – Curva de um incêndio real (SEITO et al., 2008)

Segundo Costa (2008, p. 73), “a ignição é o estágio de aquecimento no início da inflamação, com crescimento gradual de temperatura”, sendo o risco estrutural baixo nesse período, já que o incêndio não atinge temperaturas tão elevadas. Quando toda a carga combustível que está presente no ambiente entra em ignição, ocorre o *flashover*, caracterizado pelo aumento brusco da inclinação da curva temperatura-tempo, elevando a temperatura do ambiente até que todo material combustível se extinga, que corresponde ao pico da curva, onde começa a fase de resfriamento, onde há diminuição abrupta da temperatura. É importante destacar que a

temperatura máxima que o incêndio atinge é igual a máxima temperatura dos gases do ambiente (COSTA, 2008).

Além disso, conforme Seito et al. (2008) sabe-se que as características de um determinado incêndio real dependem de diversos fatores, tais como:

- a) forma geométrica e dimensões da sala ou local;
- b) superfície específica dos materiais combustíveis envolvidos;
- c) distribuição dos materiais combustíveis no local;
- d) quantidade de material combustível incorporado ou temporário;
- e) características de queima dos materiais envolvidos;
- f) local do início do incêndio no ambiente;
- g) condições climáticas (temperatura e umidade relativa);
- h) aberturas de ventilação do ambiente;
- i) aberturas entre ambientes para a propagação do incêndio;
- j) projeto arquitetônico do ambiente e ou edifício;
- k) medidas de prevenção de incêndio existentes;
- l) medidas de proteção contra incêndio instaladas.

Dessa maneira, percebe-se que cada incêndio é único, pois dificilmente tais fatores vão ser iguais em dois casos distintos, o que torna difícil a comparação dos casos.

3.5.3. Incêndio-padrão

Como cada incêndio real apresenta suas próprias características, convencionou-se, para fins de padronização de experimentos e comparação de situações, utilizar uma curva temperatura-tempo padronizada. “Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios

geralmente é adotada como curva temperatura-tempo dos gases.” (SEITO et al., 2008, p. 145).

A curva padrão mais difundida é a apresentada na ISO 834-1:1999, dada pela Equação 62, a qual considera uma temperatura ambiente de 20°C.

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (62)$$

Onde θ_g é a temperatura dos gases em °C e t é o tempo em minutos. Outra curva padrão bastante utilizada é a apresentada na ASTM E119 (2005), que fornece a Equação 63 segundo Eamon e Jensen (2013), a qual também já considera a temperatura ambiente como 20°C.

$$\bar{T} = 20 + 750(1 - e^{-3,79553\sqrt{t}}) + 170,41\sqrt{t} \quad (63)$$

Onde \bar{T} é a temperatura do incêndio em °C e t é o tempo em horas. A Figura 3.16 mostra a comparação entre os valores da temperatura obtidos para cada uma das curvas.

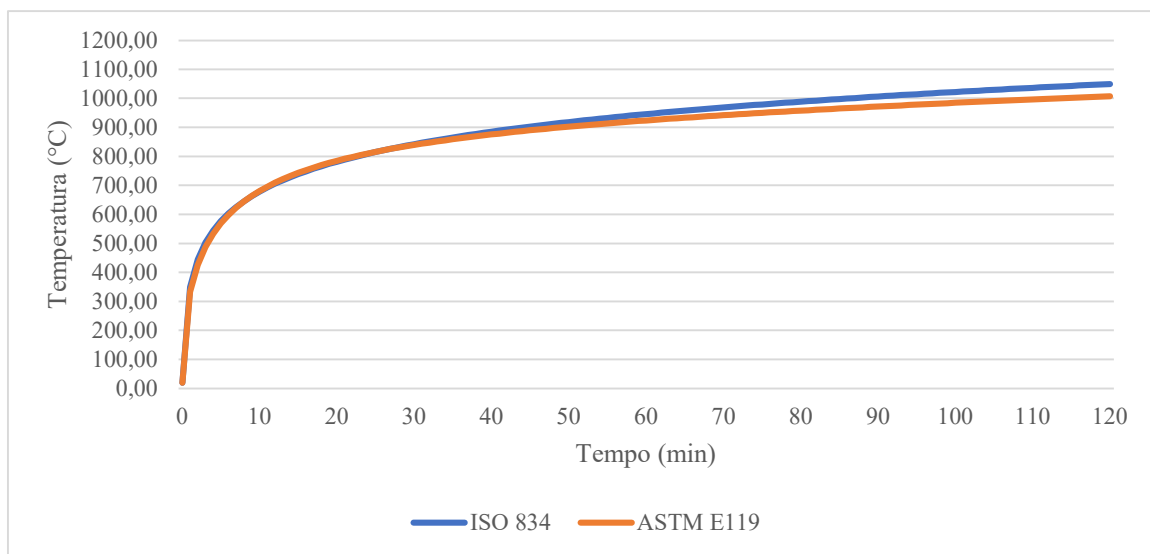


Figura 3.16 – Comparação das curvas do incêndio-padrão (ISO 834 x ASTM E119)

Conforme se observa, as curvas padronizadas fornecidas pela ISO 834 e pela ASTM E119 não possuem a mesma forma que é comum aos incêndios reais, visto que não há o ramo descendente. Sendo assim, percebe-se que elas não representam o real comportamento dos incêndios, mas possuem importância pelo fato de permitir que sejam feitas comparações e

padronizações entre ensaios técnicos.

Além disso, nota-se que as curvas padronizadas apresentadas anteriormente são semelhantes, mas que a apresentada pela ASTM considera temperaturas um pouco menores a partir de 30 minutos de incêndio, o que é acentuado de forma mais visível a partir dos 50 minutos. Além disso, em ambos os casos, está se tratando de incêndios causados por materiais celulósicos, os quais são os objetos de estudo da presente dissertação. Para casos em que o incêndio for causado por materiais altamente inflamáveis, deve-se usar a curva “H”, caracterizada por atingir valores consideravelmente maiores do que as citadas anteriormente, conforme Costa e Rita (2004).

3.5.4. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é o tempo mínimo que determinada estrutura ou componente estrutural deve resistir quando submetida a um incêndio-padrão. Segundo Araújo (2014), duas funções devem ser mantidas ao longo desse período:

- a) função corta-fogo: não permite a ultrapassagem do fogo ou não permite que ocorra combustão do lado oposto ao incêndio inicial;
- b) função de suporte: não permite que haja colapso global ou local progressivo, garantindo a capacidade de suporte da estrutura como um todo de cada uma das partes que a compõe.

A norma brasileira que define os TRRF's necessários para as edificações é a NBR 14432:2001. Ela faz as exigências em função da altura da construção e do tipo de edificação, levando em consideração a probabilidade de ocorrência de um incêndio e de suas possíveis consequências. A Tabela 3.3 mostra a determinação dos tempos para cada situação.

Tabela 3.3 – Tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF)

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

Fonte: NBR 14432:2001

Com relação as vigas, é importante destacar o fato de que a NBR 14432:2001 afirma que, no caso delas não pertencerem ao sistema de estabilidade estrutural, ou seja, no caso de serem vigas contraentadas, o TRRF não necessita ser maior do que 60 minutos, à exceção de vigas pertencentes a edificações com altura superior a 45 metros, as quais não necessitam apresentar TRRF superior a 90 minutos.

3.5.5. Influência da Temperatura na Resistência do Aço e do Concreto

Uma análise em situação de incêndio de certo elemento estrutural envolve dois aspectos importantes: a determinação da temperatura nos materiais que constituem a estrutura em pontos de importância (nas barras de aço e na zona de compressão do concreto) da seção transversal

para cada instante de tempo da análise e a como essa temperatura afeta a resistência do aço e do concreto. O primeiro aspecto será tratado nos próximos itens deste trabalho, enquanto o último será abordado no presente item.

Através dos trabalhos e das normas apresentados na Revisão Bibliográfica, sabe-se que a ocorrência de um incêndio ocasiona o aquecimento progressivo dos materiais que constituem os elementos estruturais (concreto e aço), o que acaba apresentando um impacto negativo para a garantia da segurança estrutural, uma vez que esse aumento de temperatura ocasiona perda de resistência tanto do concreto quanto do aço.

Segundo a NBR 15200:2012, a resistência à compressão do concreto em função da temperatura atingida por ele ($f_{c\theta}$) é dada pela Equação 64, onde $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura e f_{ck} é a resistência característica do concreto à temperatura ambiente.

$$f_{c\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (64)$$

Os fatores de redução da resistência do concreto em função das temperaturas atingidas são mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Fatores de redução da resistência do concreto de resistência normal (agregado silicoso)

T (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$k_{c,\theta}$	1,00	1,00	0,95	0,85	0,75	0,60	0,45	0,30	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00

Fonte: NBR 15200:2012

Destaca-se o fato de que esses valores de redução correspondem a concretos formado por agregados predominantemente silicosos com massa específica normal (entre 2000 e 2800 kg/m³) do grupo I de resistência (20 até 50 MPa), de maneira que para concretos preparados com outros agregados ou com massa específica diferente ou com resistência superior a 50 MPa,

deve-se adotar, segundo a norma brasileira, os valores indicados pelo Eurocode 2, Parte 1-2.

O Eurocode 2 indica os valores mostrados na Tabela 3.5 para a redução da resistência de concretos de resistência normal formado por agregados calcáreos com massa específica normal.

Tabela 3.5 – Fatores de redução da resistência do concreto de resistência normal (agregado calcáreo)

T (°C)	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
$k_{c,\theta}$	1,00	1,00	0,97	0,91	0,85	0,74	0,60	0,43	0,27	0,15	0,06	0,02	0,00

Fonte: (EN-1992-1-2:2004)

A partir dos valores de redução para cada concreto em função do tipo de agregado, criou-se um gráfico comparativo que é mostrado na Figura 3.17.

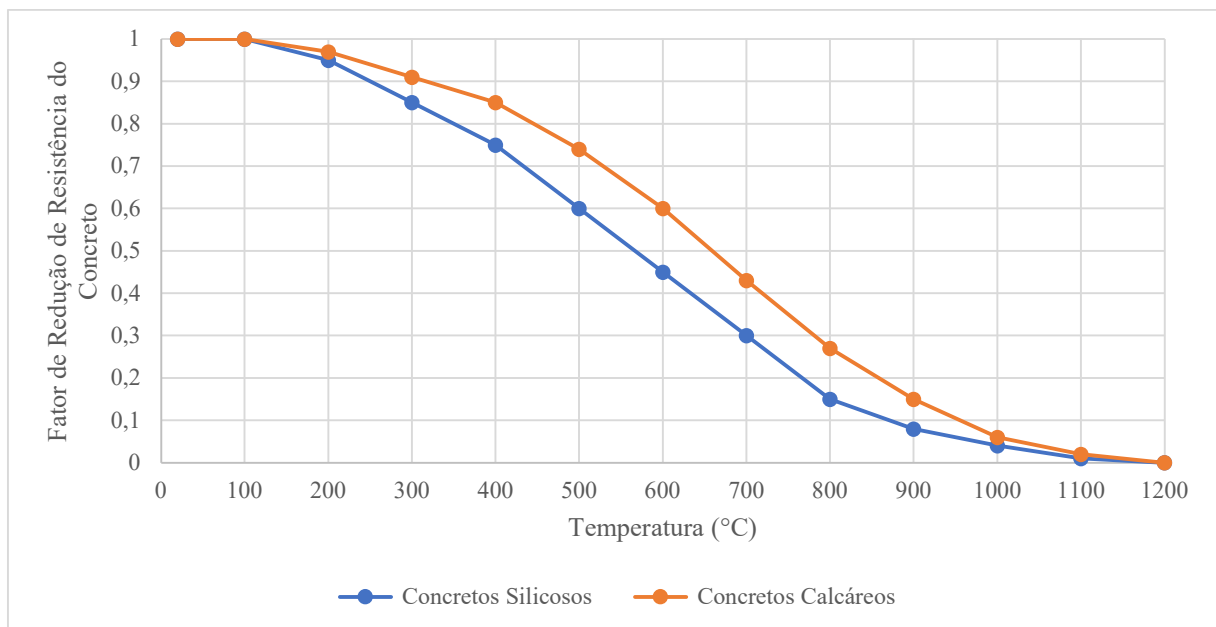


Figura 3.17 – Comparação da redução da resistência à compressão do concreto de resistência normal para cada tipo de agregado

Conforme se observa, os concretos de resistência normal formados por agregados calcáreos

apresentam maiores resistências na comparação com os concretos formados por agregados silicosos, principalmente a partir dos 400 °C.

Outro fato que merece destaque com relação a resistência à compressão do concreto é a diferença com que concretos de alta resistência (f_{ck} maiores que 50 MPa) e concretos de resistência normal (f_{ck} menores ou iguais à 50 MPa) apresentam diante do aumento da temperatura. Segundo Phan e Carino (1998), essa diferença é mais destacada entre as temperaturas de 25 e 400°C, onde os concretos de alta resistência possuem maiores reduções de resistência na comparação com os concretos de resistência normal. Isso é comprovado ao se verificar os valores fornecidos pela norma EN 1992-1-2, a qual divide os concretos de alta resistência em 3 classes, conforme Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Fatores de redução da resistência de concretos de alta resistência

T (°C)	$k_{c,\theta}$		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3
20	1,00	1,00	1,00
50	1,00	1,00	1,00
100	0,90	0,75	0,75
200	0,90	0,75	0,70
250	0,90	0,75	-
300	0,85	0,75	0,65
400	0,75	0,75	0,45
500	-	-	0,30
600	-	-	0,25
700	-	-	-
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08	-	0,08
1000	0,04	-	0,04
1100	0,01	-	0,01
1200	0,00	0,00	0,00

Fonte: (EN-1992-1-2:2004)

A norma cita que a classe 1 é recomendada para concretos C55 e C60, a classe 2 para concretos C70 e C80 e a classe 3 para concretos C90.

Outra influência da temperatura no concreto ocorre no seu diagrama tensão-deformação e, portanto, na sua deformação última, a qual é um parâmetro que será utilizado na determinação do momento resistente das vigas conforme previsto no item 3.4. Segundo a NBR 15200:2012, os valores de deformação última do concreto em função de sua temperatura são mostrados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Deformações últimas do concreto em função da temperatura

Temperatura Concreto (°C)	ϵ_{cu} (‰)
20	2,00
100	2,25
200	2,50
300	2,75
400	3,00
500	3,25
600	3,50
700	3,75
800	4,00
900	4,25
1000	4,50
1100	4,75
1200	-

Com relação ao aço, a NBR 15200:2012 traz que a sua tensão de escoamento em função da temperatura ($f_{y,\theta}$) é dado pela Equação 65, onde $k_{s,\theta}$ é o fator de redução de resistência do aço em função da temperatura e f_{yk} é a tensão de escoamento característica do aço à temperatura ambiente.

$$f_{y,\theta} = k_{s,\theta} f_{yk} \quad (65)$$

O mesmo efeito ocorre com o módulo de elasticidade longitudinal do aço (E_s), conforme Equação 66.

$$E_{s,\theta} = k_{Es,\theta} E_s \quad (66)$$

Os fatores de redução da resistência do aço e de seu módulo de deformação em função das temperaturas atingidas são mostrados na Tabela 3.8, os quais variam a depender do tipo de aço (CA-50 ou CA-60) e do esforço nas barras (tração ou compressão).

Tabela 3.8 – Fatores de redução da resistência do aço e do módulo de elasticidade

T (°C)	$k_{s,\theta}$			$k_{Es,\theta}$	
	Tração		Compressão CA-50 ou CA-60	CA-50	CA-60
	CA-50	CA-60			
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,89	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,78	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,67	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,56	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,33	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,10	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,08	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,06	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: NB5 15200:2012

A partir desses valores de redução da tensão de escoamento, construiu-se um gráfico mostrado na Figura 3.18 para melhor visualização e comparação das grandezas para cada situação.

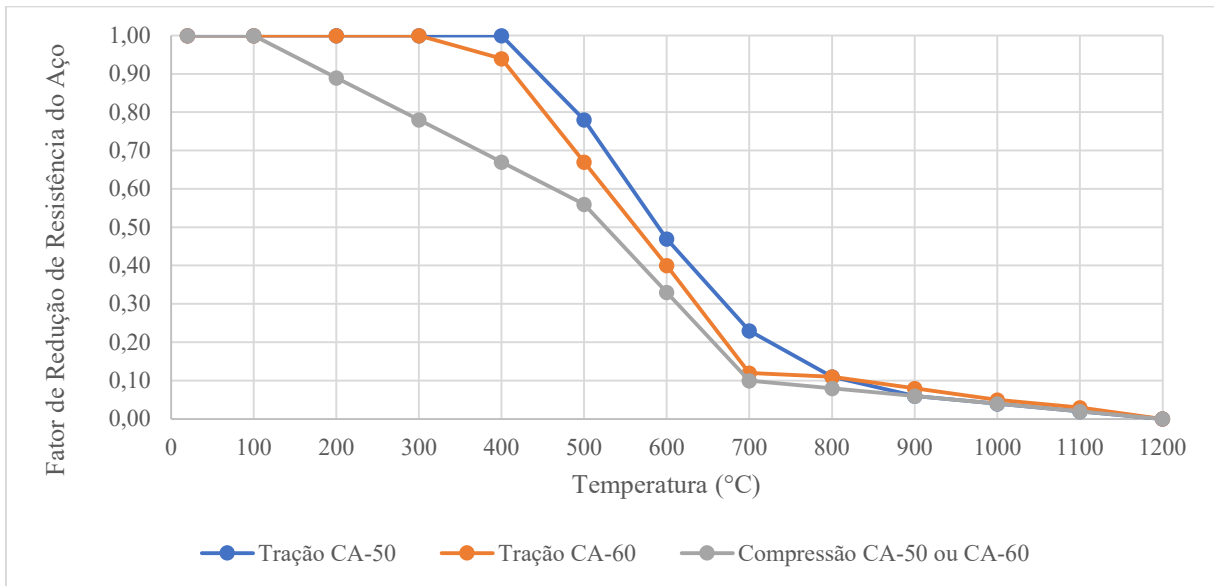


Figura 3.18 – Comparação da redução da resistência do aço em função do seu tipo e da solicitação

Ao observar a Figura 3.18, percebe-se que quando o aço está tracionado, a temperatura começa a influir negativamente apenas a partir dos 300°C, pois até essa temperatura, a resistência permanece inalterada. Comparando todas as situações, fica claro que a situação mais crítica quanto a redução da resistência do aço ocorre quando ele está comprimido, seguido pela situação do aço CA-60 tracionado e pelo aço CA-50 tracionado.

Ressalta-se ainda que a supracitada norma europeia EN 1992-1-2 faz uma diferenciação entre aços, dividindo-os em duas classes: N e X. No caso da classe N, classe recomendada pelo documento, são considerados os mesmos fatores de redução da resistência do aço da NBR 15200:2012 para quando o elemento está tracionado. Quando o aço está comprimido, a norma europeia resulta em fatores quase idênticos aos da norma brasileira. Para a classe X, os fatores determinados pela norma são mais conservadores, indicando uma maior perda de resistência do aço com o aumento da temperatura. Contudo, o documento afirma que os dados referentes a classe X só devem ser utilizados quando houver evidências experimentais que comprovem tais valores.

3.5.6. Determinação da Temperatura na Seção Transversal

Segundo Eamon e Jensen (2013), a expressão que governa a transferência de calor

bidimensional na seção transversal de um elemento estrutural, considerando que a condução é o único mecanismo de transferência e que a condutividade térmica é constante, é dada pela Equação 67, onde α (m²/s) representa o coeficiente de difusividade térmica do concreto, T a temperatura, t o tempo e x e y as coordenadas do plano constituído pela seção transversal.

$$\frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \quad (67)$$

Essa expressão da transferência de calor possui difícil resolução analítica e por esse motivo surgiram diversos modelos que buscam resultados que se aproximem do comportamento fornecido pela expressão. Dentre esses modelos estão as abordagens por elementos finitos e as abordagens semiempíricas. (EAMON; JENSEN, 2013).

Pelo fato do presente trabalho consistir em uma análise de confiabilidade, a qual é caracterizada pela realização de inúmeras simulações, os modelos com abordagem por elementos finitos não representam uma boa ferramenta de utilização devido ao grande esforço e tempo computacionais requeridos. Por esse motivo, a transferência de calor será considerada utilizando o método semiempírico de Wickström, que é um método consagrado na literatura.

3.5.7. Método de Wickström

O método de Wickström foi desenvolvido a partir de uma série de análises de elementos finitos que constituíam a seção transversal de concreto em situação de incêndio. Nessas análises foram determinadas as temperaturas das barras de aço e do concreto em função do tempo, de forma que se considerou um modelo em que houvesse condutividade térmica variável para o concreto armado e que fosse levado em consideração a influência da evaporação da água e as condições de contorno não lineares existentes (WICKSTRÖM, 1986).

Ao utilizar essas considerações, o autor constatou-se que o método proposto por ele oferece resultados muito próximos a abordagens por elementos finitos para seções transversais regulares. Além disso, Eamon e Jensen (2013) compararam os resultados provenientes do modelo a resultados do software SAFIR (2011), que usa a abordagem por elementos finitos, e pequenas diferenças percentuais foram encontradas.

O método de Wickström abrange a possibilidade de se considerar um fluxo unidimensional ou até mesmo um fluxo bidimensional. No primeiro caso, considerando por exemplo uma viga sendo aquecida apenas em uma de suas faces ou até mesmo em duas faces paralelas, o aumento da temperatura no ponto considerado ($\Delta\theta_{xy}$) é dado pela Equação 68.

$$\Delta\theta_{xy} = n_w n_x \Delta\theta_f \quad (68)$$

Já para fluxo de transferência de calor bidimensional, considerando a possibilidade da viga ser aquecida por 3 de suas faces, o aumento da temperatura no ponto considerado ($\Delta\theta_{xy}$) é dado pela Equação 69.

$$\Delta\theta_{xy} = (n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y) \Delta\theta_f \quad (69)$$

Onde n_w é razão entre o aumento da temperatura na superfície do elemento estrutural e o aumento da temperatura do incêndio, dado pela Equação 70, $n_{x,y}$ é a razão entre o aumento da temperatura interna no ponto de coordenadas x e y e o aumento da temperatura na superfície do elemento estrutural, dado pela Equação 71 e $\Delta\theta_f$ é o aumento da temperatura do incêndio.

$$n_w = 1 - 0,0616t^{-0,88} \quad (70)$$

$$n_{x,y} = 0,18 \ln \left(\frac{\alpha_r t}{s^2} \right); \quad s \geq 2h - 3,6(\alpha t)^{0,5} \quad (71)$$

Onde t é o tempo transcorrido de incêndio, em horas, α_r é a razão da difusividade térmica com um valor de referência de $0,417 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, α é a difusividade térmica da viga analisada e s é a distância do ponto que se está analisando no elemento de concreto até a superfície aquecida mais próxima da seção transversal, em metros, a qual deve ser limitada ao valor indicado na expressão acima, onde h é a dimensão da seção transversal de concreto na direção considerada (x ou y).

Observando os diagramas construídos por Wickström (1986), percebe-se que o parâmetro n_w é limitado inferiormente a um valor próximo de 0,45, o que corresponde a um tempo de aproximadamente 5 minutos. Isso significa que para tempos menores que 5 minutos, não há alteração alguma na temperatura interna da seção transversal de concreto. Além disso, o

parâmetro $n_{x,y}$ é limitado inferiormente por um valor de 0,03.

A Equação 68 pode ser reescrita ao considerar que a temperatura inicial no ponto de análise da seção transversal de concreto é igual à temperatura ambiente, considerada igual a 20°C. Sendo assim, a expressão final proveniente do método de Wickström é mostrada na Equação 72, onde T_{xy} é a temperatura no ponto da seção transversal que se está analisando.

$$T_{xy} = n_w n_{xouy} \Delta\theta_f + 20 \quad (72)$$

Considerando o fluxo bidimensional, a temperatura no ponto da seção transversal que se está analisando (T_{xy}) é dada pela Equação 73.

$$T_{xy} = (n_w(n_x + n_y - 2n_x n_y) + n_x n_y) \Delta\theta_f + 20 \quad (73)$$

3.6. VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A seguir serão tratados os principais métodos utilizados em normas e na literatura para realizar a verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

3.6.1. Método Tabular proposto pela NBR 15200:2012

O método tabular da NBR 15200:2012 não exige a realização de cálculo algum, apenas determina através de tabelas, em função do TRRF, a largura mínima ($b_{wmín}$) que a viga necessita apresentar e determina a distância mínima (c_1) que se deve ter entre o centroide da armadura longitudinal e a face do concreto exposto ao fogo.

É importante destacar que a largura mínima determinada pelo método tabular não deve ser adotada em projetos com valor inferior ao valor mínimo recomendada pela NBR 6118:2014. Além disso, ao utilizar o método, para valores intermediários de dimensões apresentados na tabela, pode-se realizar interpolação linear. A Tabela 3.9 resume essas informações citadas para o caso de vigas biapoiadas, as quais são o foco dessa dissertação.

Tabela 3.9 – Dimensões mínimas para vigas biapoiadas

TRRF (min)	Combinações de b_{min}/c_1 (mm/mm)				$b_{wmín}$ (mm)
	1	2	3	4	
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Fonte: NBR 15200:2012

Para vigas com largura variável, b_{min} se refere a menor largura medida ao nível do centroide das armaduras, já $b_{wmín}$ é o menor valor da largura da nervura da viga.

É importante destacar o fato de que os valores apresentados na Tabela 3.9 foram determinadas sob o pressuposto de que as vigas estariam sendo aquecidas em três lados, sob laje, de forma que para vigas aquecidas nas quatro faces, os valores apresentados podem ser utilizadas desde que a sua altura ultrapasse o valor da largura mínima e a área da seção transversal da viga não seja inferior a $2b_{wmín}$.

3.6.2. Método Simplificado proposto pela NBR 15200:2012

O método simplificado contido na NBR 15200:2012 pressupõe algumas hipóteses. A primeira delas é em relação as solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{d,fi}$), as quais podem ser calculadas a partir da combinação excepcional para o estado limite último mostrada na Equação 74.

$$S_{d,fi} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum_2^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad (74)$$

Onde γ_g e γ_q são os coeficientes de ponderação para combinação excepcional, os quais valem 1,2 e 1,0 respectivamente, F_{gk} é a carga permanente característica, F_{qjk} é a carga variável característica e ψ_{2j} é o fator de combinação das cargas variáveis, sendo igual a 0,3 para edifícios residenciais e 0,4 para edifícios comerciais. Todas essas grandezas são fornecidas na NBR

6118:2014.

Uma observação importante a ser feita com relação a combinação excepcional mostrada é a possibilidade do projetista reduzir o valor de combinação das cargas variáveis (ψ_{2j}) em 70% para casos em que a ação principal é o fogo. Além disso, a norma propõe que quando não houver solicitação gerada por deformação imposta em situação de incêndio, as solicitações de cálculo ($S_{d,fi}$) possam ser tomadas como sendo igual a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente (S_d), utilizando apenas as combinações de ações que não considerem a atuação do vento.

A segunda hipótese proposta pela NBR 15200:2012 é que os esforços resistentes de cálculo podem ser calculados a partir da distribuição da temperatura da seção transversal para o TRRF do elemento que se está analisando, de forma que essa distribuição de temperatura pode ser determinada a partir da literatura técnica ou calculada a partir de programas de computador.

Ainda segundo a norma, os esforços resistentes de cálculo podem ser calculados da mesma forma que para situação normal (temperatura ambiente) conforme NBR 6118, mas deve-se adotar para o aço e para o concreto a resistência média deles em situação de incêndio. Isso é feito distribuindo uniformemente a perda de resistência do concreto na parte comprimida ao longo da seção transversal e a perda de resistência do aço na armadura total. Essa perda de resistência é considerada numericamente ao se utilizar os fatores de redução mostrado no item 3.5.5, além de considerar coeficientes parciais de segurança γ_m igual a 1,0 ao invés de reduzir a resistência do concreto e do aço como é feito usualmente com γ_c igual a 1,4 e γ_s igual a 1,15.

De forma alternativa, ainda segundo a NBR 15200, na determinação dos esforços resistentes pode-se utilizar métodos que considerem a seção de concreto reduzida em situação de incêndio, como o método da Isoterma de 500°, que será tratado no próximo item do trabalho. Além disso, a norma possibilita que nas análises de elementos de concreto armado em situação de incêndio, a resistência à compressão de cálculo do concreto não seja afetada pelo coeficiente α igual a 0,85, o qual é utilizado em situações normais devido à perda de resistência das peças a cargas de longa duração (Efeito Rusch).

Por fim, destaca-se o fato de que a utilização dos métodos simplificados não garantem a função

corta-fogo do elemento estrutural, o que pode ser assegurado caso as dimensões desse elemento respeitem o que é determinado no método tabular.

3.6.3. Método da Isoterma de 500°C

Conforme Eamon e Jensen (2013), o método da isoterma de 500°C foi proposto pelo pesquisador Yngve Anderberg em 1978. Esse procedimento consiste em considerar uma seção transversal reduzida, que é determinada a partir do posicionamento da isoterma (linha de mesma temperatura) de 500°C. Dessa maneira, o método se baseia no pressuposto de que até essa temperatura, o concreto possui 100% de sua resistência a compressão e que a temperaturas superiores, o concreto não possui resistência alguma. Embora isso não ocorra na prática, resultados experimentais mostram que essa consideração conduz a bons resultados (ANDERBERG, 1978 apud ALBUQUERQUE, 2012).

Dessa maneira, nota-se que a utilização desse método depende diretamente da determinação da posição da isoterma de 500°C, o que pode ser feito de forma mais acurada utilizando programas computacionais de análise térmica, mas também torna a análise mais demorada. Por outro lado, pode-se utilizar, conforme permitido pela NBR 15200, a literatura técnica para determinar essa distribuição de temperatura. Sendo assim, utilizando o modelo semiempírico de Wickström, o qual foi tratado em maiores detalhes no item 3.5.7, a posição da isoterma de 500°C é determinada utilizando a Equação 75, a qual considera uma temperatura ambiente de 20°C (PURKISS; 2007).

$$x_{500} = \sqrt{\frac{\alpha_r t}{\exp\left(4,5 + \frac{480}{0,18n_w T}\right)}} \quad (75)$$

Onde α_r é a razão de difusividade térmica considerada para um valor de referência de $0,417 \times 10^6$ m²/s, t é o tempo em horas, n_w é um parâmetro do modelo de Wickstrom e T é a temperatura do incêndio em graus Celsius. Destaca-se o fato de que o x_{500} é medido da borda externa da seção da viga e que para o caso onde o fogo atue nas duas faces laterais, uma das situações de interesse do presente trabalho, ele representa a posição da isoterma de 500°C a partir das duas faces laterais da viga, de forma que a largura efetiva de concreto (b_{fi}) a ser

considerada no cálculo do momento resistente deve ser calculada ao subtrair da largura inicial (b) o x_{500} duas vezes, uma referente à face esquerda e outra referente à face direita. Isso é mostrado de forma mais clara na Figura 3.19.

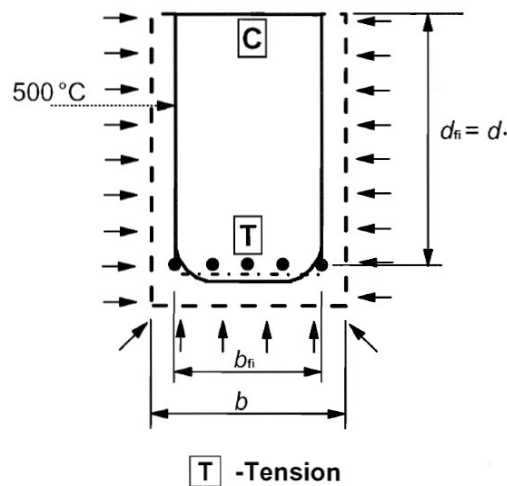


Figura 3.19 – Seção transversal reduzida (EN-1992-1-2:2004)

Ao observar a figura, percebe-se que existe a possibilidade de que em dado tempo da análise, uma ou mais barras de aço estejam localizadas em uma região fora da seção transversal reduzida, o que significa dizer que essas barras atingiram temperaturas superiores a 500°C . Ainda nesses casos, essas barras também devem ser consideradas no cálculo do momento resistente da seção da viga, de forma que deve ser considerado sua redução de resistência em função da temperatura, o que deve ser feito para todas as barras longitudinais da seção transversal. Essa redução da resistência do aço em função da temperatura é fornecida por diversas normas que tratam sobre o assunto, como a NBR 15200. Além disso, ressalta-se o fato de que os cantos arredondados da isoterma podem ser aproximados a retângulos.

Ainda sobre o método, destaca-se o fato de que ele é descrito no anexo B do Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004), onde diz que ele pode ser utilizado tanto ao considerar um incêndio-padrão quanto ao considerar outras formas de exposição ao fogo. No caso da consideração de um incêndio-padrão, a norma afirma que a utilização desse método só pode ser feita para estruturas que respeitam as larguras mínimas contidas na Tabela 3.10 em função do TRRF dos elementos.

Tabela 3.10 – Largura mínima dos elementos estruturais para utilização do Método da Isoterma de 500°

TRRF (min)	Largura Mínima (mm)
60	90
90	120
120	160
180	200
240	280

Fonte: (EN-1992-1-2:2004)

Outro fato que merece destaque a respeito da consideração desse método é quando a estrutura que está sendo analisada é constituída por concreto de alta resistência (superior a 50 MPa). Nesse caso, segundo a norma EN 1992-1-2, o momento resistente calculado de vigas a partir do método da isoterma de 500°C deve ser minorado em 2% para a classe 1 (C55 e C60) e 5% para a classe 2 (C70 e C80), sendo que para a classe 3 (C90) o documento considera que a utilização de um método mais preciso do que esse é recomendado.

3.6.4. Método das Zonas

O método das Zonas é, assim como o método da Isoterma de 500°C, descrito no anexo B do Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004). Segundo o documento, esse método consiste em subdividir a seção transversal do elemento estrutural em pelo menos 3 zonas paralelas de igual largura, nas quais devem-se calcular a temperatura média e sua respectiva resistência à compressão ($f_{cd}(\theta)$).

O primeiro passo do método consiste em determinar a largura w em função da quantidade de faces do elemento estrutural sujeita à atuação do fogo. No caso de vigas em que se considera a atuação do fogo nas duas faces laterais e na face inferior, situação de estudo do presente trabalho, essa largura w é dividida em duas partes iguais (w_1). Além disso, o método considera que o incêndio provoca um dano que reduz a seção transversal em uma espessura a_z . Essa representação é mostrada na Figura 3.20.

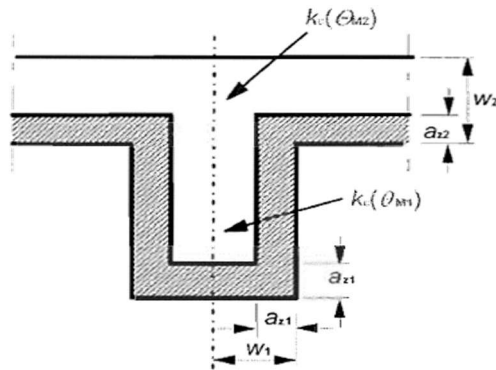


Figura 3.20 – Método das zonas para vigas (EN-1992-1-2:2004)

O segundo passo consiste em dividir, em no mínimo 3 zonas de igual largura, a região compreendida entre uma das faces da viga e a linha vertical que dista w_1 dessa face, o que abrange metade da seção transversal, de forma que para a outra metade, basta replicar o procedimento.

Feita essa divisão, deve-se determinar a temperatura no centroide de cada uma dessas zonas e por conseguinte determinar o fator de redução de resistência à compressão ($k_{c,\theta}$) a ser considerado para cada uma. Diante disso, pode-se determinar um valor médio referente a essas zonas ($k_{c,m}$) a partir da Equação 76, onde n representa o número de zonas de igual largura em que se dividiu metade da seção transversal.

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \sum_{1}^n k_{c,\theta i} \quad (76)$$

Depois disso, deve-se determinar a temperatura no centroide da seção transversal do elemento, chamado de ponto M, e seu fator de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta M}$). Com esse fator calculado, determina-se a espessura danificada a_z a partir da Equação 77.

$$a_z = w_1 \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,\theta M}} \right) \quad (77)$$

Feito todo esse procedimento, a verificação da viga de concreto armado é feita considerando a seção transversal reduzida a partir da determinação da espessura danificada a_z , a qual deve ser descontada 2 vezes da largura original para determinar a largura efetiva e deve ser descontada

1 vez da altura original da viga para determinar a altura efetiva, conforme foi mostrado na Figura 3.20 anteriormente. Além disso, conforme Britto (2018), utiliza-se o fator $k_{c,\theta M}$ na seção transversal restante para considerar a perda de resistência do concreto.

Sobre o método das Zonas, o Eurocode 2 (EN-1992-1-2:2004) destaca que embora ele seja mais trabalhoso que o método da Isoterma de 500°, ele fornece resultados mais acurados, especialmente para pilares. Além disso, destaca-se o fato de que o método de Zona tem sua utilização restrita a consideração de um incêndios-padrão, segundo Klein Junior (2011).

3.6.5. Métodos Avançados propostos pela NBR 15200:2012

Os métodos avançados propostos pela NBR 15200 buscam uma análise mais precisa das estruturas de concreto armado em situação de incêndio, considerando as não linearidades envolvidas e os efeitos de deformações térmicas. Dessa forma a aplicação desses métodos propõe as seguintes considerações:

- as combinações de ações devem ser rigorosamente igual ao que é determinado pela NBR 8681;
- os esforços solicitantes de cálculo devem ser acrescidos dos efeitos das deformações térmicas restringidas, contando que foram determinados a partir de modelos não lineares que são capazes de considerar a redistribuição de esforços;
- os esforços resistentes devem ser calculados a partir da distribuição de temperatura a partir do TRRF correspondente;
- a distribuição de temperatura e de resistência do concreto precisam ser determinadas de forma rigorosa considerando as não linearidades envolvidas.

É importante destacar o fato de que a norma traz a necessidade de que a distribuição de temperatura na análise seja conduzida através da utilização de programas validados, seja pela ampla utilização internacional, seja pela concordância de seus resultados com ensaios experimentais em estruturas.

4. METODOLOGIA DO PROGRAMA COMPUTACIONAL E HIPÓTESES CONSIDERADAS

A análise de confiabilidade das vigas de concreto armado é feita através da implementação computacional de um programa, no software MATLAB, baseada originalmente na metodologia apresentada por Eamon e Jensen (2013) em um artigo sobre o tema. Nesse programa, são informados pelo usuário diversos parâmetros determinísticos, como o número de barras de armaduras, seus respectivos diâmetros, o vão das vigas e também são informadas diversas variáveis aleatórias com suas descrições probabilísticas (distribuição, valores nominais, valores médios, coeficientes de variação e eventual correlação). Com estes valores, o código desenvolvido permite avaliar, para um determinado tempo decorrido do incêndio e propriedades indicadas inicialmente, qual o momento resistente das vigas nas situações possibilitando montar a chamada função de estado limite a ser utilizada nas análises de confiabilidade posteriores.

A partir disso, utilizando um método de confiabilidade (FORM ou simulação de Monte Carlo com Amostragem por importância adaptativa) ocorre a geração dessas variáveis aleatórias para que seja calculada a função de estado limite considerada ao longo do incêndio-padrão, levando em conta a redução de resistência do aço e do concreto devido à ocorrência do incêndio, e consequentemente seja feita a análise buscada através da determinação dos índices de confiabilidade da viga que está sendo analisada para cada período de tempo requisitado pelo usuário do programa. Essas informações são mostradas de forma gráfica em termos do tempo decorrido do incêndio *versus* índice de confiabilidade (β) da estrutura, sendo o resultado final disponibilizado pelo código desenvolvido.

Além disso, dentro do programa, está previsto que o usuário possa escolher certos caminhos na análise, tais como a curva de incêndio-padrão a ser adotada, o tipo de agregado do concreto (silicoso ou calcário), o número de faces aquecidas da viga (1, 2 ou 3 faces) e diferentes abordagens ao se calcular os fatores de redução de resistência do aço. Pretende-se mostrar ao final da dissertação a diferença que tais escolhas acarretam nos resultados.

Na Figura 4.1 é mostrado um fluxograma que explica o funcionamento do programa computacional criado para realizar a análise de confiabilidade das vigas de concreto armado em situação de incêndio.

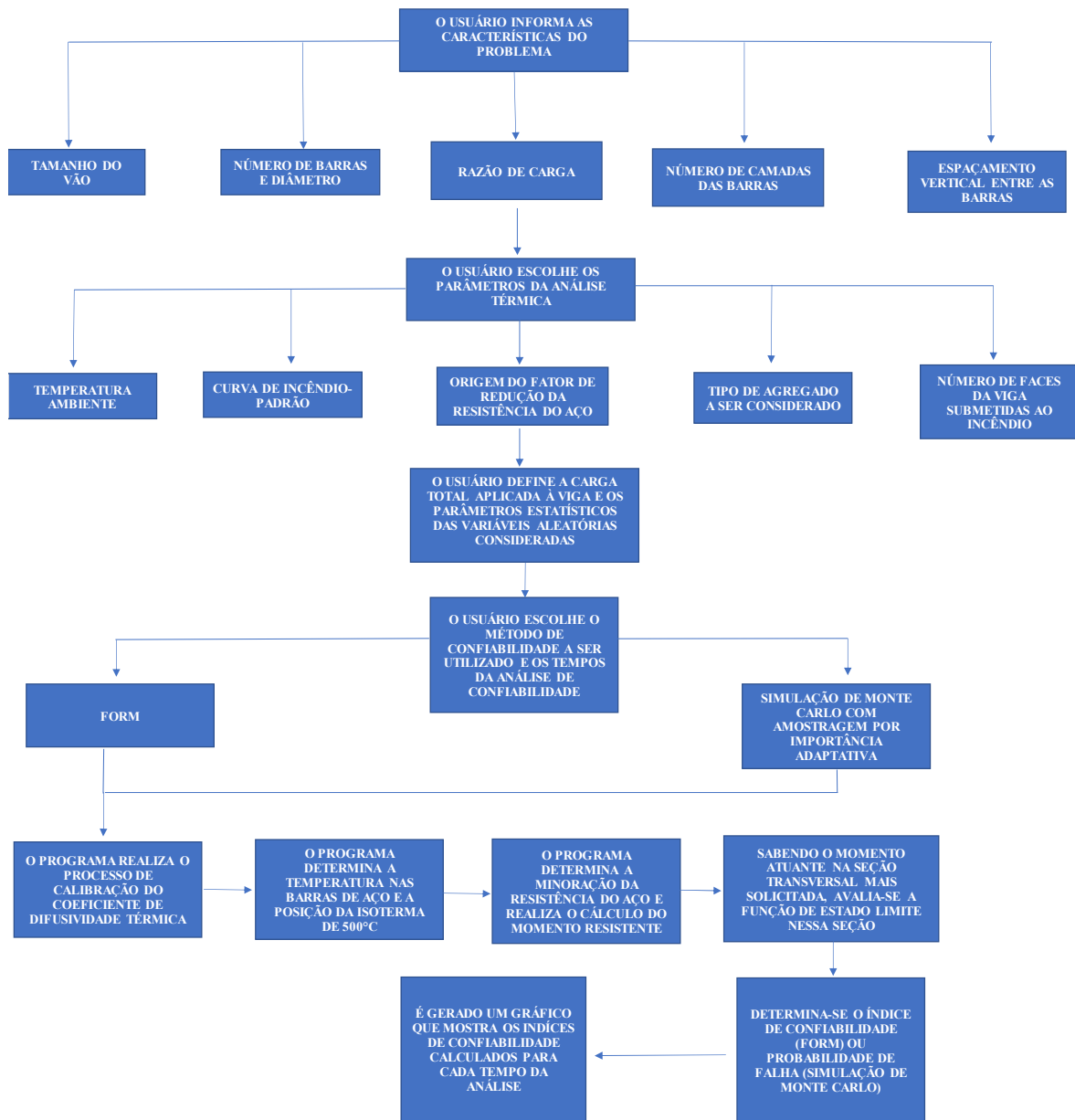


Figura 4.1 – Fluxograma do programa computacional

A seguir serão explicadas as hipóteses que foram consideradas na criação do programa computacional que realizou a análise de confiabilidade das vigas de concreto armado em situação de incêndio. Essas hipóteses abordam os seguintes aspectos: ações consideradas no dimensionamento, características de projeto abrangidas, dimensionamento das vigas de concreto armado, tipos de incêndio considerados, consideração do fluxo de transferência de calor, método escolhido de verificação das vigas de concreto armado em situação de incêndio

na análise de confiabilidade, variáveis determinísticas consideradas, variáveis aleatórias consideradas, função de estado limite considerada e métodos de confiabilidade considerados.

4.1. AÇÕES CONSIDERADAS NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

As ações consideradas na análise de confiabilidade das vigas de concreto armado foram referentes ao carregamento permanente, resultado do peso próprio da estrutura e de uma possível carga de parede, e também foram referentes à carga variável, sendo resultado do peso dos móveis e dos usuários das edificações, de forma que não se considerou a incidência do vento devido ao fato de um evento extremo proveniente dessa ação ser de baixa probabilidade de ocorrência de forma concomitante a ocorrência de um incêndio, conforme Ellingwood (2005).

No item 4.9, que trata sobre as variáveis aleatórias consideradas na análise de confiabilidade, a carga permanente e a carga variável consideradas são explicadas de forma mais aprofundada, trazendo a distribuição de probabilidade que as caracteriza, bem como os parâmetros estatísticos necessários para sua consideração.

Com relação ao incêndio, considerou-se a possibilidade de que o incêndio atingisse três, duas ou apenas uma face da viga. Trazendo para contextos possíveis dentro da construção civil, o fogo atuando em três faces da viga seria uma situação em que a viga não apresenta parede abaixo dela e que o fogo se espalhou pelo cômodo em que ela está localizada. Ao considerar que duas faces sejam atingidas pelo incêndio, pode-se imaginar em uma situação em que a viga possui uma parede abaixo dela dividindo dois cômodos, mas que o incêndio está ocorrendo em ambos os cômodos. Por fim, ao considerar apenas uma face, se está imaginando a situação análoga a situação anterior, mas que o incêndio está ocorrendo apenas em 1 dos cômodos. A Figura 4.2 ilustra bem essas distintas situações.

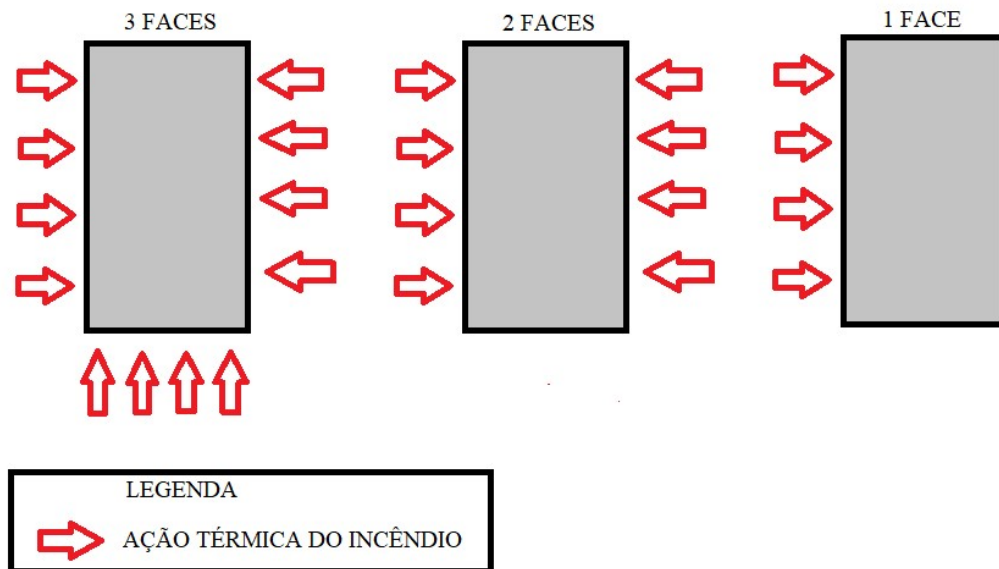


Figura 4.2 – Situações possíveis de incêndio

É importante ressaltar que para os casos em que o incêndio afete três ou duas faces da viga, a largura da seção de concreto será descontada em duas vezes o valor de x_{500} . Já para o caso de o incêndio influenciar apenas na temperatura de uma das faces laterais da viga, esse desconto será de apenas uma vez o valor de x_{500} . Além disso, a não consideração de um fluxo na face superior da viga representa a proteção na laje nessa face.

4.2. CARACTERÍSTICAS DE PROJETO ABRANGIDAS

O programa computacional criado para realizar a análise de confiabilidade estrutural abrange vigas de concreto armado biapoiadas de seção retangular com dimensões quaisquer. Além disso, o concreto pode apresentar resistência característica (f_{ck}) qualquer, isto é, pode ser de resistência normal (20 a 50 MPa) ou de alta resistência (50 a 90 MPa), e apresenta a possibilidade de ser constituído de agregados predominantemente silicosos ou predominantemente calcáreos. Com relação ao tipo de aço empregado na viga, devido ao fato da armadura transversal (estribos) ser considerada apenas para determinação da posição das armaduras longitudinais, e não para o cálculo do momento resistente, será contemplado apenas a utilização do aço CA-50, referente à armadura inferior e à armadura superior dos elementos estruturais. Outro fato que merece destaque com relação à armadura é que o programa computacional criado permite a análise de vigas com até 3 camadas de barras para armadura

inferior, valor que abrange a grande maioria das vigas usualmente projetadas para edifícios residenciais.

Por fim, ressalta-se que o programa abrange a possibilidade do usuário considerar um carregamento uniformemente distribuído de qualquer valor atuando na viga, mas recomenda-se que as ações consideradas na análise de confiabilidade sejam as mesmas ou sejam compatíveis com o carregamento para o qual a viga foi projetada inicialmente para que a confiabilidade da estrutura seja avaliada de forma apropriada.

4.3. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Ao utilizar o programa computacional desenvolvido para realizar a análise de confiabilidade, o usuário deve informar as características da viga sobre a qual se pretende realizar o estudo, como tamanho do vão, número de barras, diâmetro das barras, largura, altura útil e outros. Dessa maneira, se faz necessário que a viga que esteja sendo avaliada tenha sido dimensionado à temperatura ambiente para o estado limite último considerando alguma norma técnica de engenharia civil, seja ela brasileira, que no caso seria a NBR 6118, seja ela internacional, desde que tal norma apresente uma metodologia que resulte no dimensionamento de uma estrutura dúctil.

Além disso, se faz necessário que a viga que esteja sendo analisada também tenha sido verificada através de algum método (Métodos Simplificados, Método da Isoterma de 500°C, Método das Zonas, etc.) para a situação de incêndio. Dessa forma, será feita a análise de confiabilidade de uma viga de concreto armado projetada de forma adequada, levando em consideração o dimensionamento usual que é feito e a verificação em situação de incêndio.

Ressalta-se que embora se esteja avaliando elementos de concreto armado submetidos a flexão-simples em situação de incêndio, as hipóteses consideradas de dimensionamento são as mesmas que são admitidas em situações usuais de dimensionamento à temperatura ambiente. Sendo assim, a hipótese das seções planas, a hipótese de aderência perfeita entre aço e concreto e a hipótese de não consideração da resistência à tração do concreto estão mantidas.

4.4. TIPOS DE INCÊNDIOS CONSIDERADOS

Os incêndios considerados dentro do programa computacional de análise de confiabilidade foram os incêndios-padrão citados no item 3.5.3, sendo um deles provenientes da ISO 834 e o outro proveniente da ASTM E119. A ideia ao considerar a ocorrência de um incêndio-padrão é fazer com que os resultados provenientes da análise possam ser comparados com outros trabalhos e normas que tratam sobre o assunto, as quais geralmente levam em conta esse tipo de incêndio.

Além disso, buscou-se duas curvas diferentes de incêndio padrão, uma da ISO 834 e outra da ASTM E119, para que fosse determinado se há influência ou não da consideração de cada uma delas na confiabilidade das vigas analisadas.

4.5. FLUXO DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

O fluxo de transferência de calor será modelado a partir da utilização do método de Wickström, considerando 3 situações possíveis a serem escolhidas: a primeira delas se refere a um fluxo bidimensional em que o fogo atua em 3 faces da viga (nas duas faces laterais e na face inferior), já que na face superior se considera que a viga é protegida por laje; a segunda se refere a um fluxo unidimensional em que o fogo atua em 2 faces da viga (apenas nas duas faces laterais), considerando a eventualidade de haver uma parede abaixo da viga que a proteja termicamente; a última se refere a um fluxo unidimensional em que o fogo atua apenas em uma das faces laterais da viga. A utilização do método de Wickström já foi mostrada no item 3.5.7, para a determinação da temperatura para as 3 situações distintas.

Para o caso de se avaliar uma viga de concreto armado, ressalta-se que para determinar a temperatura do aço, deve-se considerar as coordenadas do centroide de cada barra existente na estrutura. Além disso, a temperatura T_i existente na equação representa um valor próximo a temperatura do incêndio padrão considerado. Esse valor não é igual ao do incêndio padrão pelo fato da temperatura ter sido considerada uma variável aleatória na análise de confiabilidade, conforme será visto adiante.

4.6. CALIBRAÇÃO DO COEFICIENTE DE DIFUSIVIDADE TÉRMICA DO CONCRETO

O coeficiente de difusividade térmica do concreto, que pode ser entendido como uma medida de quão rápido o calor se propaga no material, possui grande impacto na variabilidade dos resultados da análise de confiabilidade de vigas de concreto armado. Além disso, não há suficientes dados experimentais que possam estabelecer de forma definitiva o valor médio a ser utilizado nas análises. Por esse motivo, a determinação dessa grandeza ocorrerá de forma idêntica ao que é proposto por Eamon e Jensen (2013), onde o coeficiente de difusividade térmica é calibrado utilizando a seguinte metodologia:

- a) primeiramente é determinado o tempo que a viga em análise resistiria a um incêndio-padrão segundo método apresentado por Kodur e Dwaikat (2011);
- b) calibra-se o valor do coeficiente de difusividade térmica para que o momento resistente se iguale ao momento solicitante em um tempo de 1,38 vezes o instante de tempo determinado no passo 1.

O método de Kodur e Dwaikat (2011) se utiliza de uma base de dados experimentais e simulações de elementos finitos sob condição de incêndio para determinar o tempo de resistência das vigas. Preliminarmente, é determinado uma estimativa inicial desse tempo (R_0) com base no procedimento determinado pela norma australiana AS 3600 (2001), a qual é precisa na medida em que prevê incrementos de tempo de resistência menores na comparação com outras normas, como ACI e ASCE. Essa norma australiana fornece valores de tempo de resistência a partir dos valores do cobrimento e da largura das vigas analisadas.

Depois da determinação da estimativa inicial, são utilizados fatores de modificação para levar em consideração outros parâmetros que influenciam na resistência ao incêndio da viga, além do cobrimento e da largura já citados. Esses fatores de modificação são:

- a) fator estrutural (ϕ_{st}) para levar em consideração as condições de apoio, a razão de carga, a localização de restrição axial e razão entre o vão e a altura da seção;

- b) fator de agregado (ϕ_{ag}) para levar em consideração a influência do tipo de agregado (silicoso ou calcário) utilizado no concreto;
- c) fator de resistência (ϕ_{cs}) para levar em consideração a influência da resistência do concreto.

Dessa maneira, o tempo de resistência final (R) que a viga resiste ao incêndio-padrão pelo método de Kodur e Dwaikat (2011) é dado pela Equação 78.

$$R = \phi_{st}\phi_{ag}\phi_{cs}R_0 \quad (78)$$

Para vigas simplesmente apoiadas, que é o foco do presente estudo, o fator de modificação estrutural (ϕ_{st}) é dado pela Equação 79.

$$\phi_{st} = 1,4 - LR - 0,02\psi_0 \quad (79)$$

onde LR é a razão entre a combinação de carga atuante durante o incêndio (1,2 vezes a carga permanente mais 0,21 vezes a carga variável conforme NBR 15200:2012) e a carga correspondente ao momento resistente da viga em temperatura ambiente e ψ_0 é fator de característica da seção transversal, dado pela Equação 80, onde λ representa a razão entre as barras de aço de canto e o número total de barras de aço existentes na seção, SF é a razão entre o perímetro de aquecimento e a área da seção transversal e ρ é a taxa de armadura da seção transversal, dada pela Equação 81.

$$\psi_0 = \frac{\lambda}{SF\rho} \quad (80)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (81)$$

O fator de modificação de agregado (ϕ_{ag}) pode apresentar dois valores. Caso o concreto seja constituído majoritariamente por agregados silicosos, o fator de modificação vale 1,0, caso o concreto seja constituído de forma mais dominante por agregados calcáreos, o fator passa a

valer 1,2, já que se verificou que concretos com esse tipo de agregado apresentam maior resistência em situação de incêndio, conforme já mostrado no item 3.5.5.

Por fim, conforme estudos conduzidos por Dokur e Dwaikat (2011), o fator de modificação de resistência (ϕ_{cs}) deve ser igual a 1,0 para concretos de resistência normal e 0,8 para concretos de alta resistência sem restrição rotacional, que são os casos possíveis de serem analisados pelo programa computacional criado.

Ao utilizar todos os fatores de modificação tem-se o tempo final determinado por Kodur e Dwaikat (2011), mas não será exatamente esse tempo que será utilizado na calibração do coeficiente de difusividade térmica devido ao fato de que essa metodologia foi proposta com a intenção de projeto, o que significa que foi desenvolvido de forma conservativa para que o tempo de resistência previsto para as vigas correspondesse ao limite inferior possível.

Dessa maneira, como o intuito do presente trabalho é a análise de confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio e não o seu projeto, é desejado que o tempo de resistência das vigas considerado seja o mais próximo da realidade e não do limite inferior para critério de projeto. Por esse motivo, a melhor estimativa do tempo de resistência das vigas é encontrada ao multiplicar o tempo determinado R pela razão média entre o tempo real que as amostras das vigas falharam e o tempo previsto pelo modelo, que foi encontrada como sendo igual a 1,38 para vigas simplesmente apoiadas, conforme Eamon e Jensen (2013).

Sendo assim, o tempo utilizado para realizar a calibração da difusividade térmica será igual a $1,38R$, o que significa dizer que para esse intervalo de tempo, o momento resistente apresentará valor semelhante ao momento atuante nas análises de confiabilidade feitas devido às incertezas das diversas variáveis envolvidas, inclusive da própria curva de incêndio empregada. Caso fosse conduzida uma análise determinística, o que não será feito, os momentos (resistentes e atuantes) apresentariam mesmo valor.

4.7. MÉTODO ESCOLHIDO DE VERIFICAÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NA ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

A verificação das vigas de concreto armado na análise de confiabilidade é feita através da verificação da função de estado limite a partir da determinação do momento resistente, conforme será visto posteriormente. Essa verificação será feita de maneira semelhante ao que é proposto por Eamon e Jensen (2013), onde se utiliza um fator de redução para a resistência do aço em função da temperatura das barras e se considera uma seção de concreto reduzida a partir da utilização do método da Isoterma de 500°C.

Com relação ao fator de redução da resistência do aço, o usuário pode escolher qual fonte ele pretende utilizar como referência entre a NBR 15220, a qual apresenta tabela para diferentes tipos de aço (CA-50 ou CA-60) em diferentes situações (comprimido ou tracionado) conforme mostrado no item 3.5.5, o Eurocode 2 ou a Equação 82 proposta por Eamon e Jensen (2013), onde T_b é a temperatura no centróide da barra e o fator deve estar compreendido entre valores de 0 a 1.

$$r = \frac{720 - (T_b + 20)}{470} \quad (82)$$

4.8. VARIÁVEIS DETERMINÍSTICAS CONSIDERADAS

As variáveis determinísticas são aquelas que assumem os valores exatos considerados para elas, não apresentando variabilidade e nem sendo descritas por sua distribuição de probabilidades como as variáveis aleatórias. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das variáveis determinísticas consideradas no presente estudo.

Tabela 4.1 – Variáveis determinísticas consideradas

Vão	L
Área de aço	A_s
Diâmetro das Barras de Aço	ϕ_s
Tipo de Agregado	ag
Temperatura Ambiente	T_{amb}
Razão de carga	χ

4.9. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS CONSIDERADAS

Devido a existência das incertezas citadas anteriormente, é conveniente, para fins de realização da análise de confiabilidade, que as variáveis dos problemas de engenharia sejam consideradas de forma aleatória, sendo caracterizadas por suas distribuições de probabilidade, as quais mostram a forma com que as variáveis variam no espaço amostral considerado.

A seguir serão citadas as variáveis aleatórias consideradas na análise de confiabilidade que será conduzida posteriormente, de forma a explicar cada uma delas e explicitar os parâmetros estatísticos considerados.

4.9.1. Carga Permanente

A carga permanente é aquela que atua com valores constantes, ou com baixa variabilidade, ao longo da vida útil da estrutura, sendo o peso próprio da estrutura o principal exemplo desse tipo de carga.

Segundo Jovanovic et al. (2020), existem dois modelos que são os mais utilizados para descrever estatisticamente a carga permanente. Nos dois casos, a variável é tomada como sendo distribuída normalmente e com COV (coeficiente de variação) igual a 0,10. O que difere os dois modelos é a utilização do valor médio considerado. Uma das escolas, com referência no estudo promovido por Ellingwood (2005), considera que o valor médio da carga permanente deve ser igual a 1,05 de seu valor nominal. A outra escola, baseada em formulações do Eurocode, acredita que o valor médio deve ser igual ao valor nominal.

Conforme Jovanovic et al. (2020), para elementos de concreto, devido ao fato das variações das dimensões nominais das peças serem normalmente positivas, o volume médio delas é

ligeiramente maior (menos que 1%) do que o volume nominal, o que explica a consideração do primeiro modelo citado anteriormente, em que o valor médio da carga permanente deve ser igual a 1,05 de seu valor nominal, já que a carga permanente é resultado do produto entre o peso específico do material e do seu volume.

Entretanto, LaMalva e Hopkin (2021) afirmam que de acordo com a JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*) é preferível adotar a segunda abordagem com relação ao valor médio da carga permanente, ou seja, considerar igual ao seu valor nominal, devido ao fato que é preferível negligenciar o excesso de 1% do valor médio em relação ao seu valor nominal do que considerar que o valor médio é igual a 1,05 do valor nominal. Isso se deve em razão de que essa consideração é compensada pela utilização conservadora do valor do COV como sendo de 0,10, já que conforme o PMC (*Probabilistic Model Code*), o coeficiente de variação a ser utilizado deve estar no intervalo de 0,03 e 0,10.

Dessa maneira, no presente trabalho, a carga permanente será considerado como sendo uma variável aleatória de distribuição normal, com valor médio igual ao seu valor nominal e com coeficiente de variação de 0,10.

4.9.2. Carga Variável

As cargas variáveis são aquelas que apresentam significativa variabilidade ao longo da vida útil das estruturas, tais como o peso de móveis e pessoas, a ação do vento e outras. Segundo Eamon e Jensen (2013), a carga variável pode ser decomposta em duas parcelas: carga variável transiente e carga variável contínua.

A carga variável transiente se refere aquelas cargas extremas em eventos especiais, como cargas devido a multidões, cargas devido a empilhamentos de material em reformas e entre outras. Essa parcela da carga variável não é considerada na análise de confiabilidade que vai ser conduzida no presente trabalho devido à baixa probabilidade dela ocorrer de forma simultânea a um incêndio (EAMON; JENSEN, 2013). Destaca-se que em situações particulares, como em estádios ou em prédios com padrões específicos, onde se detectar a possibilidade de ocorrência de formação de multidões, essa parcela de carga deve ser levada em conta na análise.

Já a carga variável contínua representa a carga típica na estrutura em qualquer tempo ao longo

da vida útil, sendo exemplificada especialmente por itens como móveis, eletrodomésticos e outros.

Segundo Jovanovic et al. (2020), a carga variável para edificações usuais, como prédios de escritórios e prédios residenciais, deve ser preferencialmente modelada a partir de uma distribuição Gamma, devido ao fato da grande maioria dos pesquisadores indicarem tal distribuição na literatura e da distribuição impossibilitar valores negativos, como a distribuição Gumbel.

Além disso, 0,2 vezes o valor nominal é considerado um valor razoável para ser utilizado como o valor médio da carga variável. Com relação ao seu coeficiente de variação, devido ao fato de pesquisas e trabalhos mostrarem que há uma considerável variação conforme a área de carga, um valor razoável considerado é igual a 0,60 para áreas de carga maiores que 200 m² e 0,95 para áreas de carga menores do que 100 m². (JOVANOVIĆ et al., 2020).

É importante destacar que o modelo considerado para a carga variável é o modelo para um ponto arbitrário no tempo (*Arbitrary Point in Time*) e não para o máximo valor em 50 anos, já que nesse trabalho será feito uma análise de confiabilidade em situação de incêndio, a qual pode ocorrer a qualquer tempo da vida útil da estrutura. Isto significa utilizar um valor para as cargas variáveis que é inferior aos valores nominais (geralmente avaliados para 50 anos).

4.9.3. Temperatura

A temperatura é uma das principais variáveis aleatórias da análise de confiabilidade que será feita nesse trabalho, já que o objetivo é avaliar a segurança das vigas de concreto armado em situação de incêndio, em que não se sabe de forma exata a temperatura desenvolvida ao longo do processo. Sendo assim, será considerado a ocorrência de um incêndio-padrão, em que a temperatura segue uma equação que correlaciona a temperatura com o tempo de incêndio.

Entretanto, essa temperatura não será considerada de forma determinística, mas sim como uma variável aleatória representada por um fator, o qual irá multiplicar a equação de incêndio-padrão. Sendo assim, seu valor médio será considerado igual ao valor nominal, que por sua vez é igual a 1.

Já o seu coeficiente de variação foi definido para compartimentos de características típicas a partir da determinação de como a carga de combustível no compartimento afeta a carga de aquecimento, o que foi determinado por Hamarthy e Mehaffey (1984). No trabalho desses autores, pelo fato da carga de combustível ser função da carga variável contínua, foram geradas amostras de cargas variáveis a partir da simulação de Monte Carlo e foram calculadas a carga de aquecimento para cada uma das amostras, tendo o valor de COV mais representativo igual a 0,45. Além disso, sua distribuição de probabilidades foi tomada como sendo do tipo Normal (EAMON; JENSEN, 2013).

4.9.4. Tensão de Escoamento do Aço

A tensão de escoamento do aço (f_y) foi outra variável aleatória considerada na análise de confiabilidade devido a sua importância para a determinação do momento resistente da seção transversal da viga e a variabilidade que pode existir entre valores de f_y para barras de aço de lotes diferentes. Os parâmetros estatísticos utilizados na análise foram os mesmos propostos por Eamon e Jensen (2013), em que se adotou 0,05 como coeficiente de variação, 1,145 vezes o valor nominal como sendo o valor médio da tensão de escoamento do aço e sua distribuição de probabilidades foi tomada como sendo do tipo Normal.

4.9.5. Módulo de Elasticidade longitudinal do Aço

O módulo de elasticidade longitudinal do aço (E_s), utilizado no cálculo do momento resistente das vigas de concreto armado, também foi considerado como uma variável aleatória. Sua distribuição considerada foi a lognormal com coeficiente de variação de 0,06 e valor médio sendo igual ao valor nominal, conforme empregado em Hamutçuoglu et al. (2009).

4.9.6. Cobrimento

O cobrimento (c) das vigas, que corresponde a distância entre a armadura vertical (estribos) e a face externa da peça, foi considerada como uma variável aleatória na análise de confiabilidade pelo fato dessa variável apresentar influência relevante na confiabilidade das vigas de concreto armado conforme foi concluído nos artigos e trabalhos apresentados no capítulo de Revisão Bibliográfica desta dissertação.

Os parâmetros estatísticos referentes ao cobrimento foram retirados a partir da análise de DA SILVA (2012), o qual apresenta uma série de tabelas de medições de cobrimento feitas em 9 obras de Porto Alegre. Realizando a média dos valores contidos no trabalho, o qual realizou a medição do cobrimento em 30 pontos de vigas para cada obra, chegou-se a um coeficiente de variação de 0,26 e chegou-se à conclusão de que o valor médio é igual a 1,06 vezes o valor nominal para a amostragem realizada. É importante ressaltar que os dados do cobrimento utilizados são referentes à medição realizada antes da concretagem das vigas e que são resultado direto do controle de qualidade da execução da obra. Além disso, foi atribuído à variável a distribuição beta com intervalo com valor mínimo igual a zero e valor máximo igual a três vezes o valor nominal do cobrimento conforme propôs Van Coile et al. (2013).

4.9.7. Altura Útil

A altura útil, que é a distância correspondente a fibra mais comprimida da seção transversal até o centroide da armadura positiva da viga, também foi considerada como sendo uma variável aleatória, visto que ela é utilizada ao se calcular o momento resistente da seção e que seu valor real está sujeito ao erro humano na colocação das armaduras. Os parâmetros estatísticos utilizados na análise foram os mesmos propostos por Eamon e Jensen (2013), em que se adotou 0,04 como coeficiente de variação, 0,99 vezes o valor nominal como sendo o valor médio da altura útil da seção transversal da viga e sua distribuição de probabilidades foi tomada como sendo do tipo Normal.

4.9.8. Resistência à Compressão do Concreto

A resistência a compressão do concreto (f_c) é uma das principais variáveis do problema, sendo utilizada no cálculo do momento resistente da seção transversal da viga. Seu caráter aleatório se deve à falta de homogeneidade da mistura do concreto, do controle de qualidade adotado na produção e devido a outros fatores. Para essa grandeza, também se adotou distribuição de probabilidades Normal, conforme propõe Araújo (2014).

Com relação ao coeficiente de variação do f_c , considerou-se que ele segue a Equação 83.

$$COV_{(f_c)} = \frac{8}{10^5} f_{ck}^2 - 0,009 f_{ck} + 0,3482 \quad (83)$$

onde f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa. Essa expressão representa um polinômio que foi ajustado aos resultados de SANTIAGO (2019), o qual realizou um trabalho que analisou ensaios de resistência à compressão axial do concreto aos 28 dias em mais de 39 mil corpos de ensaio cilíndricos moldados *in loco* em obras das 5 regiões do Brasil entre os anos de 2011 e 2016.

Dessa forma, a Figura 4.3 representa a relação entre f_{ck} e o COV da resistência à compressão do concreto considerada no presente trabalho, mostrando que o ajuste feito pelo polinômio da Equação 83 possui boa aproximação com os resultados de SANTIAGO (2019).

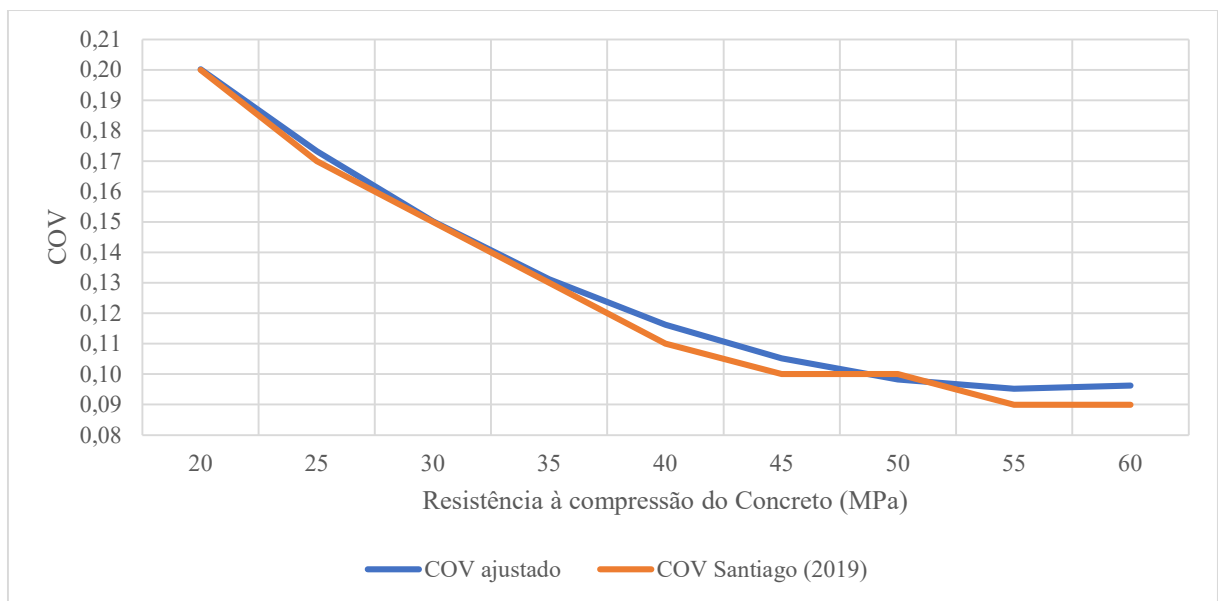


Figura 4.3 – Curva resistência característica à compressão do concreto x COV_{f_c}

Conforme se observa, o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto vai diminuindo com o aumento da resistência dele. Isso ocorre devido ao maior rigor no controle de qualidade de concretos com maiores f_{ck} . Além disso, observa-se que os dados englobam o intervalo de 20 MPa até 60 MPa e que existe uma tendência de estagnação do coeficiente de variação a um valor de 0,10 para os concretos mais resistentes. Sendo assim, para análises que envolvam concretos de resistência maior que 60 MPa, será considerado que o coeficiente de

variação é igual a 0,10.

Com relação ao valor médio para a resistência à compressão do concreto, tem-se duas abordagens possíveis a serem adotadas. A primeira delas considera que o valor médio é dado pela Equação 84.

$$f_{cm} = f_c \times \lambda \quad (84)$$

onde f_{cm} é o valor médio, f_c é o valor nominal da resistência à compressão do concreto e λ é um parâmetro dado pela Equação 85, conforme proposto por Eamon e Jensen (2013).

$$\lambda = (-0,0081f_c^3 + 0,1509f_c^2 - 0,9338f_c + 3,0649) \quad (85)$$

Ao utilizar a expressão acima, f_c deve ser colocado em ksi. Percebe-se que para valores nominais maiores, resulta em valores médios menores, mais próximos dos valores nominais, o que pode ser explicado por um maior controle e rigor tecnológico ao se utilizar resistências à compressão altas.

A segunda abordagem é a utilizada pelas normas brasileira, a qual considera que o valor nominal de resistência à compressão do concreto é chamado de resistência característica (f_{ck}), a qual corresponde a um valor que existe 5% de probabilidade de se obter resistências inferiores ao mesmo. Dessa maneira, a relação entre o valor médio e o valor característico (nominal) da resistência à compressão do concreto é dado pela Equação 86.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645\sigma_{f_c} \quad (86)$$

4.9.9. Largura da Viga

Assim como a altura útil da viga, a sua largura também foi considerada como sendo uma variável aleatória pelo fato de ser suscetível ao erro humano no momento da execução. Os parâmetros estatísticos considerados foram os mesmos propostos por Eamon e Jensen (2013), em que se adotou 0,04 como coeficiente de variação, 1,01 vezes o valor nominal como sendo o valor médio da altura útil da seção transversal da viga e sua distribuição de probabilidades foi tomada como sendo do tipo Normal.

4.9.10. Coeficiente de Difusividade Térmica do Concreto

O coeficiente de difusividade térmica, que pode ser entendido como uma medida de quão rápido o calor se propaga no material, possui alta variabilidade e é dependente do tipo de seção transversal e das propriedades dos materiais considerados, sendo por esse motivo uma variável aleatória (EAMON; JENSEN, 2013).

Foi considerado que essa variável segue uma distribuição Normal, com COV igual a 0,06 e que seu valor nominal é igual ao seu valor médio. Conforme foi visto de forma mais aprofundada no item 4.6, o valor médio do coeficiente de difusividade térmica é determinado a partir de um procedimento de calibração proposto por Eamon e Jensen (2013). Isso se deve ao fato de que não há dados experimentais suficientes na literatura para essa propriedade e pelo fato dela impactar de forma considerável nos resultados.

4.9.11. Incerteza de Modelo

Devido ao fato de serem utilizadas hipóteses simplificadoras na análise de confiabilidade, surge a necessidade de se introduzir uma variável aleatória que tenha por objetivo compensar essas simplificações a fim de que os resultados sejam mais precisos. A essa variável se deu o nome de incerteza de modelo e ela é utilizada na função de estado limite conforme será visto no item 4.10.

A incerteza de modelo considerada pode ser dividida em dois termos: um deles associado ao momento resistente das vigas de concreto armado (P) e o outro associado ao momento atuante (Q). A primeira delas foi tomada como tendo uma distribuição Normal, de forma que seu valor médio é igual a 1,02 vezes seu valor nominal e seu coeficiente de variação utilizado foi igual a 0,06, conforme proposto por Eamon e Jensen (2013). Já a incerteza associada ao momento atuante foi considerada conforme proposto por Coelho (2018), de maneira que seu valor médio é tomado como sendo igual ao seu valor nominal e o coeficiente de variação é estimado igual a 0,05, com distribuição Lognormal.

4.9.12. Resumo das Propriedades Estatísticas das Variáveis Aleatórias

A seguir, na Tabela 4.2 estão resumidas as propriedades estatísticas das variáveis aleatórias que

foram mencionadas nos tópicos anteriores. Conforme se observa, apenas as variáveis aleatórias referentes à carga variável, ao módulo de elasticidade do aço e ao cobrimento foram consideradas com uma distribuição diferente da Normal. Outro fato que merece destaque é que não foi considerada uma possível correlação entre as variáveis aleatórias.

Tabela 4.2 – Resumo das variáveis aleatórias consideradas

Variável Aleatória	Distribuição	Valor Médio/Valor Nominal	COV
Carga Permanente	Normal	1,00	0,10
Carga Variável	Gamma	0,20	0,95
Temperatura do Incêndio	Normal	1,00	0,45
Tensão de Escoamento do aço	Normal	1,145	0,05
Módulo de Elasticidade Longitudinal do aço	Lognormal	1,00	0,06
Cobrimento	Beta [0;3c _{nom}]	1,06	0,26
Altura útil da Seção	Normal	0,99	0,04
Resistência à compressão do concreto	Normal	Equação 85 ou Equação 86	Equação 83
Largura da viga	Normal	1,01	0,04
Coefficiente de difusividade térmica do concreto	Normal	1,00	0,06
Incerteza de Modelo do Momento Resistente	Normal	1,02	0,06
Incerteza de Modelo do Momento Atuante	Lognormal	1,00	0,05

4.10. FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE CONSIDERADA

A função de estado limite será analisada a nível da seção transversal de maior solicitação à momento fletor das vigas de concreto armado analisadas. Isso se deve ao fato de que ensaios experimentais mostram que, em situação de incêndio, o rompimento das vigas ocorre normalmente por flexão ou flexocompressão e não por cisalhamento (ABNT, 2012).

Pelo fato da análise da confiabilidade ser feita apenas para vigas biapoizadas com carregamentos uniformes, essa seção de maior solicitação estará sempre localizada no meio do vão da viga. Sendo assim, a Equação 87 representa a função de estado limite (*FEL*) utilizada no presente trabalho.

$$FEL = P \times M_n - Q \times M_a \quad (87)$$

Onde *P* representa a incerteza de modelo associado ao momento resistente, *M_n* o momento resistente da seção transversal da viga, *Q* a incerteza de modelo associada ao momento atuante

e M_a o momento atuante. O último pode ser determinado a partir da Equação 88, utilizada para determinação do maior esforço fletor em uma viga biapoiada.

$$M_a = \frac{CL^2}{8} \quad (88)$$

Onde C é o carregamento considerado na viga, sendo a soma da carga permanente com a carga variável considerada, e L o vão da viga.

O momento resistente deve ser determinado conforme foi mostrado no item 3.4, no qual leva em consideração uma viga com armadura superior e inferior e a possibilidade de que na análise de confiabilidade, a tensão desenvolvida nas barras de aço possa ser inferior a tensão de escoamento do aço. Além disso, com o transcorrer do incêndio, o momento resistente sofrerá diminuição devido ao fato da resistência do aço ser minorada pelos coeficientes já mostrados no item 3.5.5 e devido ao fato de que se considerará uma largura efetiva menor da seção de concreto na comparação com a situação normal em função da consideração do Método da Isoterma de 500°C, explicado no item 3.6.3.

4.11. MÉTODOS DE CONFIABILIDADE CONSIDERADOS

Os métodos de confiabilidade utilizados na análise que será conduzida serão o método de simulação de Monte Carlo com amostragem por importância adaptativa e o método FORM. Com relação ao método de Monte Carlo, a geração das amostras se dará utilizando a técnica da transformação inversa com variáveis antitéticas para reduzir o coeficiente de variação do estimador de probabilidade de falha. Além disso, a simulação das amostras pode ser feita de três maneiras distintas: utilizando a simulação randômica, a simulação por Hiper-cubo Latino ou a simulação pela sequência de Sobol. A utilização de uma dessas maneiras é determinada pelo próprio usuário dentro do programa.

Com relação ao método FORM, ressalta-se que será utilizado o algoritmo HLRP para Minimizar a distância da função de estado limite até a origem no espaço padronizado, de forma que se considerou uma tolerância de 1×10^{-4} para atingir a convergência necessária do método.

5. VERIFICAÇÃO DE MODELO

A ideia original para realizar a validação de modelo era comparar os momentos resistentes das vigas provenientes do programa computacional criado ao longo deste trabalho com os momentos resistentes dessas mesmas vigas em ensaios experimentais existentes na literatura. Entretanto, não foram encontrados na literatura trabalhos que aplicassem carregamento nas vigas ao mesmo tempo em que elas são aquecidas, o que simularia de forma apropriada a ocorrência do incêndio. Foram encontrados apenas trabalhos em que se realizava o aquecimento das vigas para posterior introdução do carregamento, situação essa que não se encaixa no que está sendo tratado no trabalho.

Diante desse problema, resolveu-se realizar uma verificação de modelo, a qual irá ser dividida em duas partes: a primeira delas irá verificar se o procedimento utilizado nesse trabalho para a determinação do momento resistente das vigas, explicado no item 3.4, foi implementado de forma correta dentro do programa desenvolvido; a segunda delas irá verificar se a determinação da temperatura na seção de concreto ao se utilizar o método de Wickström, conforme item 3.5.7, foi implementada de forma correta dentro do programa.

A verificação da determinação do momento resistente ocorrerá a partir da comparação dos resultados do programa computacional com os resultados provenientes das formulações propostas por Eamon e Jensen (2013) e Santos et al. (2014) para vigas idênticas à temperatura ambiente.

Já a verificação da determinação da temperatura na seção transversal de concreto será feita a partir de uma comparação entre as isotermas provenientes do programa computacional e as isotermas provenientes do trabalho de Bolina et al. (2018) para vigas idênticas.

5.1. VERIFICAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DAS VIGAS À TEMPERATURA AMBIENTE

Conforme Eamon e Jensen (2013), o momento resistente (M_n) de vigas de concreto armado sem restrições no apoio deve ser calculado a partir da utilização da Equação 89.

$$M_n = A'_s f_y (d - d') + (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{(A_s - A'_s) f_y}{(2)(0,85) f_c b} \right) \quad (89)$$

onde A'_s é a área de aço da armadura superior, d é a altura útil da seção, d' é a distância do centro da armadura superior até a borda superior da seção, A_s é a área de aço da armadura inferior, f_y é a tensão de escoamento da armadura, f_c é a resistência à compressão do concreto e b a largura da viga.

Já segundo Santos et al. (2014), o momento resistente das vigas pode ser determinado a partir da Equação 90, utilizando alguns dos mesmos parâmetros da equação anterior além da altura da seção de concreto (h).

$$M_n = A_s f_y \left(h - d' - \frac{A_s f_y}{(2)(0,85) f_c b} \right) \quad (90)$$

Observando as duas equações, percebe-se que elas apresentam algumas considerações em comum. A primeira delas é a consideração do efeito Rüsç através da utilização do coeficiente de 0,85, o qual leva em conta a diminuição da resistência à compressão do concreto para cargas de longa duração. A segunda delas é que as duas equações consideram que o bloco de tensões de compressão da seção possui altura igual a posição da linha neutra (x), o que representa uma diferenciação ao que é amplamente utilizado nos livros de concreto armado da literatura consagrada e na norma NBR 6118:2014, já que normalmente se utiliza tal bloco de compressão com altura reduzida, igual a λx . Além disso, as duas equações possuem a diferença de que Eamon e Jensen (2013) consideram a influência da armadura superior no cálculo, enquanto Santos et al. (2014) não a considera.

Dessa maneira, percebe-se algumas diferenças nas considerações que esses autores fazem para o cálculo do momento resistente na comparação ao que é feito no programa computacional desenvolvido no presente trabalho, já que o programa não considera o efeito Rüsç na análise de confiabilidade na situação de incêndio e considera a altura do bloco de compressão igual a λx , sendo que tal altura varia para os concretos de alta resistência (maior que 50 MPa) conforme mencionado anteriormente no item 3.4. Além disso, o programa computacional considera a influência da armadura superior, verifica se ela está tracionada ou comprimida e calcula a tensão

nas armaduras caso elas não tenham atingido o escoamento.

Outra questão que deve se levar em consideração ao comparar os resultados do modelo proveniente do programa computacional com os dos autores é a de que o momento resistente proveniente do programa é encontrado dentro de uma análise de confiabilidade utilizando o método FORM até que se atinja a convergência. Já os momentos resistentes provenientes das equações dos autores serão calculados ao utilizar-se os valores nominais ou característicos das grandezas envolvidas no problema.

A viga analisada para realizar a verificação do momento resistente possui as características apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Dados das vigas analisadas na verificação do momento resistente

As (cm ²)	3,14
fy (kN/cm ²)	50
b (cm)	15
h (cm)	40
d (cm)	36
d' (cm)	4
As' (cm ²)	1,01

Dessa forma, utilizando tais dados nos modelos propostos por Eamon e Jensen (2013), Santos et al. (2014) e no modelo aplicado no programa computacional criado, tem-se os resultados mostrado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Verificação do momento resistente

Tempo (min)	Momento de Resistência do Modelo (kNm)							
	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
0	51,18	52,14	52,67	53,57	53,21	53,38	53,50	53,59
Tempo (min)	Momento de Resistência conforme EAMON E JENSEN (2013) (kNm)							
	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
0	52,28	53,02	53,40	53,62	53,77	53,88	53,96	54,02
Tempo (min)	Momento de Resistência conforme SANTOS et al (2014) (kNm)							
	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
0	51,69	53,30	54,10	54,59	54,91	55,14	55,31	55,45

Conforme se observa, os valores apresentados pelo modelo considerado no programa computacional apresenta valores bastante próximos das equações propostas pelos autores supracitados, o que mostra que o cálculo do momento resistente foi implementado de forma adequada dentro do programa. A maior diferença entre os valores encontrados pelo modelo adotado e pelas equações dos autores analisados foi de 3,3%.

5.2. VERIFICAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DE CONCRETO

A seguir será comparada a distribuição da temperatura na seção transversal de concreto produzida pelo programa computacional com a produzida por Bolina et al. (2018). Os autores utilizaram o software Abaqus para determinar a temperatura na seção de concreto, considerando que a face superior das vigas analisadas é adiabática e que a laje protege termicamente parte da face lateral da viga na interseção entre ambas. A viga a ser comparada foi submetida numericamente a um incêndio-padrão com curva da ISO 834 atuando nas 3 faces dela (as duas faces laterais e a face inferior), tendo sido reproduzida por um modelo computacional de elementos finitos. Os dados da viga a ser comparada são mostradas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Dados da viga a ser comparada na verificação da determinação da temperatura na seção transversal de concreto

Vão (m)	5,00
Base (cm)	20
Altura (cm)	50
Carregamento uniformemente distribuído (kN/m)	20,00
Armadura inferior	3ø12,5
Armadura superior	2ø10
Cobrimento (cm)	2,5
f_{ck} (MPa)	20

Analisando a viga com os dados mostrados cima, Bolina et al. (2018) encontrou a distribuição de temperatura mostrada na Figura 5.1.

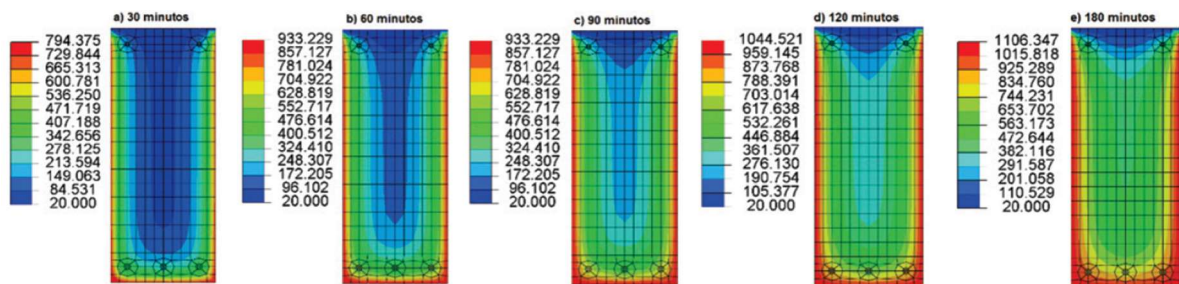


Figura 5.1 – Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto para diversos tempos de incêndio (BOLINA et al., 2018)

Utilizando a mesma viga no programa computacional desenvolvido na presente dissertação resultou na distribuição de temperaturas mostrada na Figura 5.2 para os mesmos tempos analisados anteriormente.

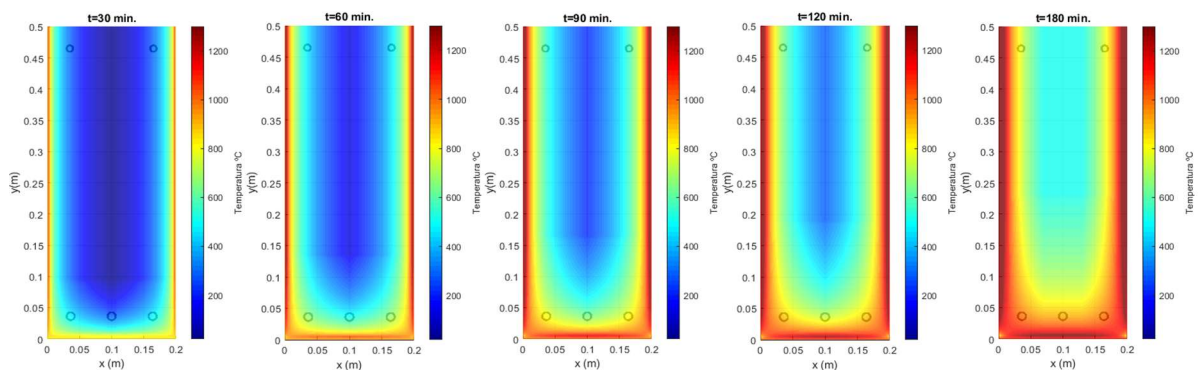


Figura 5.2 – Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido

Conforme se observa, a comparação precisa entre os resultados de Bolina et al. (2018) e os resultados do programa computacional desenvolvido não pode ser efetuada na medida em que Bolina et al. (2018) não mantêm a mesma temperatura como temperatura superior limite, o que faz variar o valor da temperatura de cada cor ao longo dos diferentes tempos de análise.

Ainda assim, pode-se realizar uma comparação entre os resultados para avaliar se houve correta implementação computacional do método de Wickström (1986). Sendo assim, ao analisar a Figura 5.1 e Figura 5.2, observa-se uma concordância entre os dois resultados na formação de isotermas bem definidas, de maneira que com o passar do tempo as isotermas de maior temperatura vão adentrando na seção transversal de concreto. Além disso, percebe-se semelhança entre os valores de temperatura em diferentes pontos da seção ao longo do tempo de incêndio, o que indica que a implementação computacional do método de Wickström (1986) foi bem realizada. Essa semelhança é resumida na Tabela 5.4, a qual compara o valor aproximado de temperatura no centroide da armadura inferior para os tempos de 30 e 60 minutos. Os valores de temperatura de Bolina et al. (2018) são compreendidos em um intervalo a partir da escala de cores adotada por eles na Figura 5.1.

Tabela 5.4 – Comparação da temperatura na armadura inferior entre o modelo adotado e o modelo de Bolina et al. (2018)

	30 min		60 min	
	Modelo	Bolina et al. (2018)	Modelo	Bolina et al. (2018)
Temperatura das barras de canto (°C)	418,00	407-472	628,50	553-629
Temperatura da barra intermediária (°C)	249,50	214-278	469,00	400-477

Ao observar a Tabela 5.4, observa-se que os valores de temperatura decorrentes da implementação computacional do método de Wickstrom (2016) estão contidos no intervalo do modelo adotado por Bolina et al. (2018). Por fim, ressalta-se apenas uma diferença entre os dois resultados na parte superior da viga, decorrente da consideração de Bolina et al. (2018) de que a laje protege termicamente parte lateral da viga na intersecção entre elas. No presente trabalho, a consideração de não haver fluxo na face superior da viga simula parcialmente essa proteção

da laje e representa uma simplificação adotada, já que a parte lateral da viga na intersecção com a laje acaba sendo afetada pelo fluxo de calor.

Embora Bolina et al. (2018) não tenham considerado a incidência de incêndio em apenas duas ou uma face da viga, a seguir é mostrado as isotermas que o programa computacional criado desenvolve para esses casos considerando a mesma viga mostrada anteriormente.

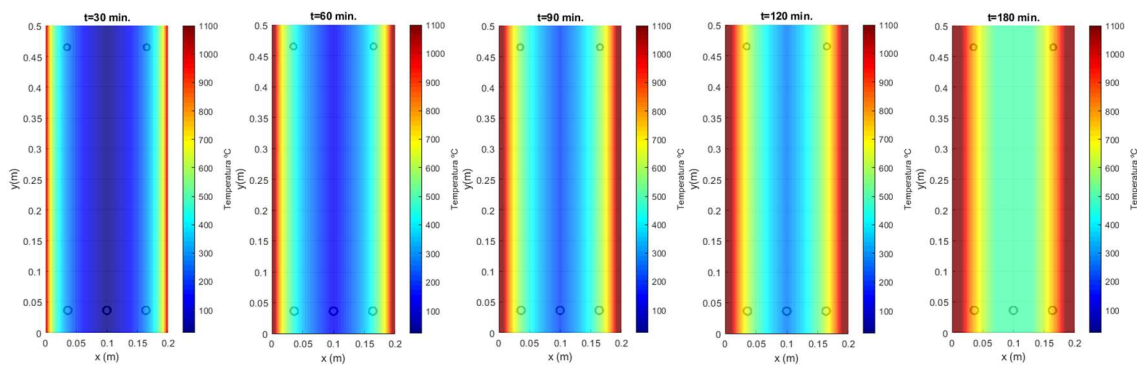


Figura 5.3 – Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido para duas faces sujeitas ao incêndio

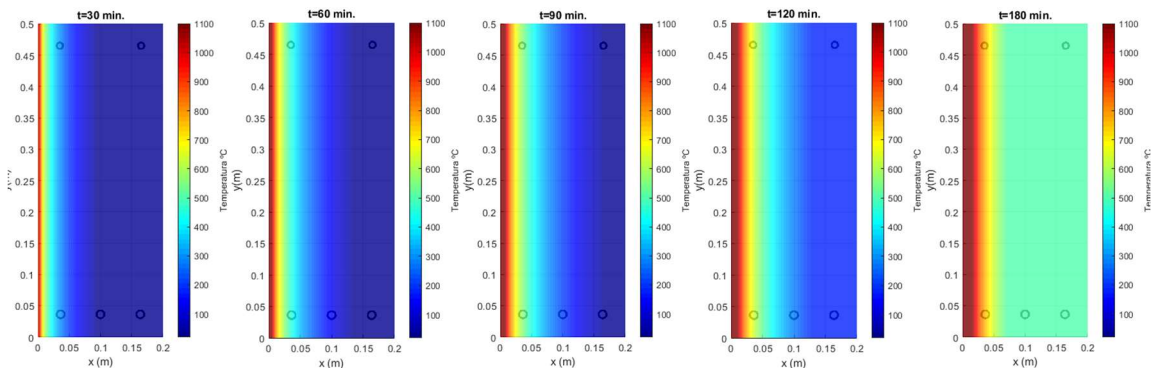


Figura 5.4 – Distribuição da temperatura dentro da seção transversal de concreto segundo programa computacional desenvolvido para face esquerda sujeita ao incêndio

Ao analisar os resultados provenientes da situação de incêndio sobre duas faces da viga (as faces laterais), percebe-se formação de isotermas condizentes, de maneira que elas acabam sendo linhas verticais e são simétricas devido a simetria do incêndio. O mesmo ocorre para a situação de uma face apenas, menos a questão da simetria, visto que o incêndio atua apenas em uma das faces laterais.

6. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nesse capítulo será feita a análise de confiabilidade de vigas de concreto armado. Primeiramente serão mostradas as características de projeto específicas que foram consideradas nessa análise, isto é, as características de projeto da viga modelo que irá conduzir o presente estudo. Posteriormente, conforme os objetivos do trabalho, alguns parâmetros de projeto, como largura da viga, cobrimento da viga, resistência a compressão do concreto e outros, serão modificados ao longo das análises para que se possa determinar a influência de cada um desses fatores na confiabilidade das estruturas. Por fim, serão mostrados, na forma de gráficos, os resultados encontrados para cada uma das situações analisadas.

6.1. VIGA MODELO

As vigas de concreto armado que serão consideradas na análise de confiabilidade partiram da mudança de algum parâmetro de uma certa viga de referência, a qual será chamada no presente trabalho de viga modelo. Essa viga modelo foi dimensionada inicialmente para o estado limite último de ruptura considerando uma combinação normal de ações, conforme as recomendações da NBR 6118:2014, o que significa dizer que ela é teoricamente uma estrutura dúctil, a qual apresenta aviso prévio antes de romper.

Depois desse dimensionamento usual que é realizado, foi feita a verificação da viga utilizando o método da Isotherma de 500°C para levar em conta a redução da resistência do concreto, que é uma das alternativas contidas na NBR 15200:2012 para verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio, e utilizaram-se os fatores de redução de resistência do aço contidos nessa mesma norma. Dessa maneira, a estrutura que será utilizada como modelo corresponde a uma estrutura projetada de forma corrente na engenharia civil para a situação de incêndio de acordo com as normas brasileiras que tratam sobre esse assunto.

A Figura 6.1 mostra a situação de projeto da qual se retirou a viga que servirá de modelo para a análise paramétrica de confiabilidade que será conduzida adiante no trabalho.

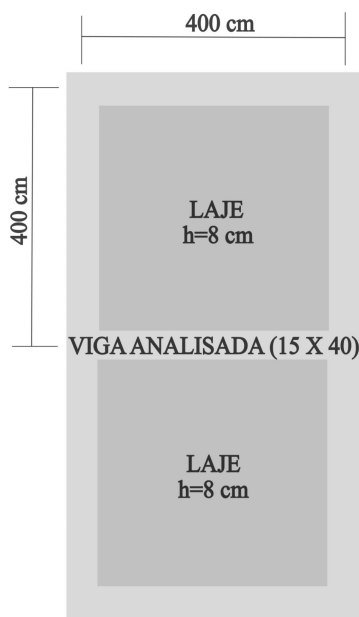


Figura 6.1 – Situação de projeto viga modelo

Conforme se nota, considerou-se que a viga modelo é um dos apoios de duas lajes de concreto armado idênticas, as quais possuem 8 cm de espessura, possuem vãos na direção x e na direção y de 4 m, possui cobrimento de 2,5 cm e resistência à compressão do concreto de 25 MPa. Já a viga apresenta cobrimento de 3 cm, largura de 15 cm e altura de 40 cm, com mesma resistência à compressão do concreto do que a laje e mesmo vão. Além disso, a armadura transversal da viga será considerada de diâmetro igual a 5 mm. Essa situação de projeto foi escolhida para que simule uma situação representativa de uma viga contraventada de concreto armado em um edifício residencial.

Para efeitos de cálculo da reação das lajes sobre a viga modelo, utilizou-se metodologia empregada por Araújo (2014). Nessa metodologia, utilizada para lajes apoiadas sobre vigas deformáveis, considera-se que as lajes são simplesmente apoiadas, de maneira que os esforços, reações e flecha desses elementos estruturais são determinados a partir de expressões que utilizam coeficientes tabelados em função da razão entre os vãos da laje. As reações das lajes, grandeza de maior relevância para que se possa dimensionar a viga modelo, são calculadas a partir da Equação 91, considerando a situação de simetria da laje, isto é, a laje apresenta dois vãos de mesmo valor.

$$R = 0,001rpl \quad (91)$$

onde R é a reação uniformemente distribuída da laje (kN/m), r é o coeficiente referente a reação, p é a carga total (kN/m²) a qual a laje está submetida e l é o vão da laje (m). Para lajes com vão igual nas duas direções, o coeficiente r vale 250.

Nessa situação, pode-se dividir a carga aplicada à laje em carga permanente, referente ao peso próprio da laje e ao peso do revestimento da laje, e em carga variável, referente a carga de pessoas, móveis e afins. A carga de peso próprio da laje é calculada a partir da Equação 92, considerando peso específico do concreto armado como 25 kN/m³ e que h representa a espessura da laje em metros. Já a carga de revestimento da laje será tomada com valor igual 1 kN/m², o que é considerando bastante representativo para situações usuais com pisos cerâmicos ou tacos de madeira.

$$peso\ próprio_{laje} = 25h \left(\frac{kN}{m^2} \right) \quad (92)$$

Com relação à carga variável aplicada à laje, deve-se utilizar as prescrições da NBR 6120:2019, a qual recomenda valores a depender da utilização do cômodo abrangido pela laje. Nesse trabalho, será considerada uma carga de 1,5 kN/m², utilizada para dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros. Sendo assim, as reações de cada laje é calculada da forma como se segue, separando em uma parcela permanente (R_{per}) e em uma parcela variável (R_{var}).

$$R_{per} = 0,001 \times 250 \times (25 \times 0,08 + 1) \times 4 = 3 \text{ kN/m} \quad (93)$$

$$R_{var} = 0,001 \times 250 \times 1,5 \times 4 = 1,5 \text{ kN/m} \quad (94)$$

É importante destacar que tais valores são característicos de cada uma das lajes, de forma que como a viga modelo recebe a carga de ambas as lajes, esses valores são duplicados para efeitos de dimensionamento da viga e posteriormente majorados pelo coeficiente γ_f . Além disso, a viga-modelo será submetida a uma carga permanente referente ao seu peso próprio, dado pela Equação 95, e a uma carga permanente referente ao peso de parede, a qual será tomada igual a 5 kN/m, valor representativo de uma situação comum em edifícios residenciais.

$$peso\ próprio_{viga} = 25bh \left(\frac{kN}{m} \right) \quad (95)$$

Onde 25 é o peso específico do concreto armado (kN/m^3), b é a base da viga (m) e h é a altura da viga (m).

Sendo assim, as cargas características permanentes (p_k) e variáveis (q_k) atuantes na viga modelo são dadas, respectivamente pela Equação 96 e pela Equação 97.

$$p_k = 2R_{per} + p_{viga} + p_{parede} \quad (96)$$

$$q_k = 2R_{var} \quad (97)$$

Substituindo os valores nas equações, chega-se à:

$$p_k = 2 \times 3 + 25 \times 0,15 \times 0,40 + 5 = 12,5 \text{ kN/m} \quad (98)$$

$$q_k = 2 \times 1,5 = 3 \text{ kN/m} \quad (99)$$

Sob posse das cargas características da viga, pode-se determinar a combinação normal para o estado limite último, a qual será utilizada para o dimensionamento a momento fletor do elemento estrutural. Essa combinação é dada pela Equação 100, em conformidade com a NBR 6118:2014, já considerando apenas uma ação variável, decorrente do peso das pessoas, móveis e afins.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} F_{gk,j} + \gamma_{q,1} F_{qk,1} \quad (100)$$

onde F_d é a combinação normal última da carga aplica à viga (kN/m), $\gamma_{g,j}$ e $\gamma_{q,1}$ são os coeficientes de majoração das cargas permanentes e variável, respectivamente, e $F_{gk,j}$ e $F_{qk,1}$ são as ações características permanentes e variável, respectivamente. Sendo assim, substituindo os valores correspondentes na Equação 101, tem-se:

$$F_d = 1,4 \times 12,5 + 1,4 \times 3 = 21,7 \text{ kN/m} \quad (101)$$

Com a carga de projeto uniformemente distribuída da viga modelo, partiu-se para o

dimensionamento à momento fletor, onde calculou-se um momento fletor de projeto de 43,4 kNm, o qual deve ser resistido por uma área de aço igual a 3,01 cm² conforme procedimento de projeto. Essa área de aço será atingida ao se utilizar 4 barras de 10 mm, as quais deverão ser dispostas em 2 camadas em virtude do espaçamento mínimo que deve haver entre as barras segundo a NBR 6118 (2 barras na primeira camada e 2 barras na segunda camada, com 2 cm de espaçamento vertical entre as camadas), totalizando 3,14 cm². Com relação a armadura de montagem disposta na parte superior da viga, será utilizada 2 barras de 8 mm, a qual totaliza 1,01 cm², área que respeita a recomendação do CEB/90 para o controle da fissuração no apoio de extremidade. Essas informações podem ser visualizadas na Figura 6.2, a qual mostra a carga característica de 15,5 kN/m atuando na viga.

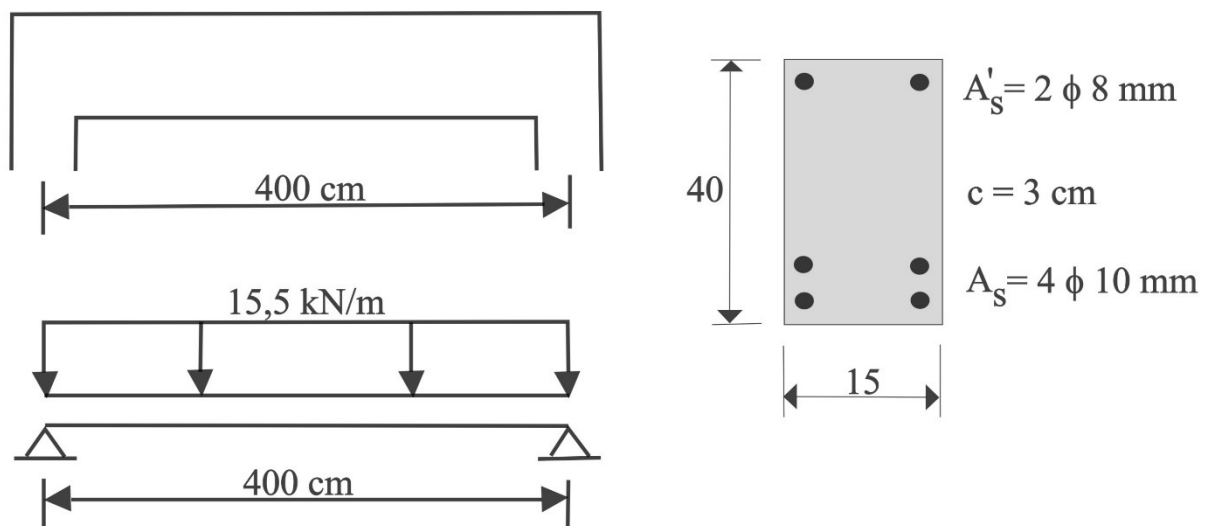


Figura 6.2 – Informações de projeto da viga modelo

É importante destacar que a viga modelo não foi dimensionada para o esforço cortante visto que a função de estado limite avalia apenas a condição de resistência frente ao momento fletor. Contudo, o diâmetro dos estribos deve ser determinado para que se possa estabelecer a posição correta das barras de aço dentro da seção transversal de concreto. Sendo assim, a armadura transversal da viga qual será considerada de diâmetro igual a 5 mm.

A viga modelo, após ter sido dimensionada à temperatura ambiente, foi verificada para a situação de incêndio, considerando o TRRF igual a 60 minutos, o qual é referente para vigas de edifícios de até 45 metros. Nessa verificação, utilizou-se a mesma metodologia adotada pelo

programa computacional criado, o que significa dizer que a influência do incêndio no concreto foi feita a partir da utilização do método da Isoterma de 500°C e a influência no aço foi levada em consideração utilizando o fator de redução da tensão de escoamento do aço determinado pela NBR 15200:2012.

Ao realizar essa verificação, utilizou-se a combinação excepcional de carregamento mostrada na Equação 102, levando em consideração fator de combinação (ψ_2) para edifícios residenciais.

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \psi_2 F_{qk} \quad (102)$$

Substituindo os coeficientes, considerando a redução permitida pela NBR 15200:2012 de 70% do fator de combinação,

$$F_{di} = 1,2 \times 12,5 + 1 \times 0,7 \times 0,3 \times 3 = 15,63 \text{ kN/m} \quad (103)$$

Para essa carga, o momento de projeto é de aproximadamente 31,3 kNm. Considerando a redução da resistência do aço e da diminuição da largura da seção de concreto mencionadas acima, assim como as armaduras calculadas (4 barras de 10 mm dispostas em 2 camadas para armadura inferior e 2 barras de 8 mm para armadura superior), determinou-se o momento resistente da seção transversal, chegando-se a um valor de projeto de 37,6 kNm, o que mostra que para o TRRF de 60 minutos, a viga está verificada. Este valor de momento resistente foi determinado a partir da utilização da metodologia explicada no item 3.4 com os fatores de redução de resistência, módulo de elasticidade e largura da seção de concreto mostrados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Fatores utilizados no cálculo do momento resistente da viga modelo

Barras inferiores	
$k_{s,\theta}$ (1ª camada)	0,591
$k_{s,\theta}$ (2ª camada)	0,828
$k_{ES,\theta}$ (1ª camada)	0,424
$k_{ES,\theta}$ (2ª camada)	0,622
Barras superiores	
$k_{s,\theta}$	1,000
$k_{ES,\theta}$	0,750
Concreto	
x500 (cm)	2,6
b (cm)	9,8

É importante destacar que, tanto as lajes que se apoiam na viga modelo, quanto a própria viga, também foram verificadas quanto ao estado limite de serviço de deformação excessiva (flecha) em conformidade com as prescrições da NBR 6118.

6.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA

A seguir será conduzida uma análise paramétrica da confiabilidade das vigas de concreto armado em situação de incêndio para um período de 4 horas. Sendo assim, em cada item será modificado um dos parâmetros da viga modelo explicada anteriormente para que se possa avaliar e pesquisar o efeito que a variação desse parâmetro apresenta na confiabilidade e consequentemente na probabilidade de falha dos elementos estruturais.

Essa análise será feita a partir da comparação entre os gráficos “tempo de incêndio × índice de confiabilidade” para cada mudança de parâmetro da viga. Em algumas análises também será mostrado o impacto que a variação da confiabilidade apresenta na probabilidade de falha da estrutura com relação a função de estado limite estabelecida.

A análise da influência desses parâmetros será feita utilizando o método FORM, considerando tipo de agregado silicoso, curva de incêndio-padrão da ISO 834 e 3 faces da viga submetida ao incêndio (as duas laterais e a face inferior). Essas considerações só serão alteradas quando se quiser avaliar justamente o impacto de uma delas. Além disso, a análise estatística da resistência

à compressão do concreto será tratada em conformidade com o estabelecido pelas normas brasileiras conforme explicado no último parágrafo do item 4.9.8, com coeficiente de variação proveniente de polinômio de ajuste dos resultados de SANTIAGO (2019).

A escolha pelo método FORM na condução da análise de confiabilidade apresentada a seguir se deu pela maior rapidez de processamento do programa computacional criado na comparação com o método de Simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa. Com relação ao tipo de agregado (silicoso) e a curva de incêndio-padrão (ISO 834) utilizados, a escolha se deu para que a análise seja feita em conformidade com a norma brasileira NBR 15200:2012, a qual trata de elementos de concreto armado com essa característica submetidos a essa curva.

Os valores nominais de cada uma das variáveis aleatórias consideradas para a viga modelo são mostrados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Valores nominais das variáveis aleatórias para a viga modelo

Variável Aleatória	Valor Nominal
Carga Permanente	12,5 kN/m
Carga Variável	3 kN/m
Temperatura do Incêndio	1
Tensão de Escoamento do aço	500 MPa
Módulo de Elasticidade Longitudinal do aço	210 GPa
Cobrimento	3 cm
Altura útil da Seção	36 cm
Resistência à compressão do concreto	25 MPa
Largura da viga	15 cm
Coefficiente de difusividade térmica do concreto	Valor calibrado para um valor de referência de $0,417 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Incerteza de Modelo do Momento Resistente	1
Incerteza de Modelo do Momento Atuante	1

Com relação a Tabela 6.2, destaca-se que as variáveis temperatura do incêndio e incertezas de modelo dos momentos atuantes e resistentes apresentam valor nominal igual a 1 devido ao fato de serem variáveis multiplicativas. No caso da temperatura de incêndio, tal variável irá

multiplicar a temperatura proveniente da curva de incêndio padrão, enquanto as incertezas de modelo multiplicam os valores de momento resistente e atuante, conforme mostrado no item 4.10.

Conforme dito anteriormente, esses valores nominais poderão ser modificados para realizar a análise paramétrica quando o parâmetro analisado for uma dessas variáveis aleatórias. Dessa forma, quando se avaliar, por exemplo, a largura da viga, apenas esse parâmetro será modificado na determinação da confiabilidade das vigas, mantendo-se os demais valores correspondentes as outras variáveis. A mesma situação vale para as variáveis determinísticas, com valores mostrados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Valores das variáveis determinísticas para a viga modelo

Variável Determinística	Valor
Vão	4 m
Área de aço	$A_s=3,14 \text{ cm}^2$ e $A_s=1,01 \text{ cm}^2$
Diâmetro das Barras de Aço	$A_s=4\phi 10 \text{ mm}$ e $A_s=2\phi 8 \text{ mm}$
Tipo de Agregado	Silicoso
Temperatura Ambiente	20°C
Razão de carga	0,19

6.2.1. Cobrimento da viga

Os valores de cobrimentos que serão utilizados na análise para verificar a influência da variável, na confiabilidade das vigas, correspondem aos valores nominais mínimos para as classes de agressividade possíveis a serem adotadas ao projetar uma estrutura em concreto armado conforme a NBR 6118:2014. Sendo assim, serão utilizados cobrimentos de 2,5 cm (correspondente à classe de agressividade I), 3 cm (correspondente à classe de agressividade II), 4 cm (correspondente à classe de agressividade III) e 5 cm (correspondente à classe de agressividade IV).

Ao analisar a influência do cobrimento, espera-se, conforme mencionado nos artigos e trabalhos revisados no item 2.1, que a confiabilidade aumente à medida em que o cobrimento aumente. Ressalta-se que no presente trabalho, existe uma correlação perfeita entre cobrimento (c), altura

útil (d) e altura da seção de concreto (h), de maneira que as duas primeiras grandezas foram consideradas como variáveis aleatórias do problema conforme indica Tabela 4.2. Essa correlação é mostrada na Equação 104, a qual considera também o diâmetro das barras longitudinais inferiores (\emptyset) da viga e o diâmetro dos estribos ($\emptyset_{estribo}$).

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset_{estribo} + c \quad (104)$$

Sendo assim, para cada análise, ao variar o cobrimento nominal da viga, também foi considerado uma variação no valor nominal da altura útil para que o valor nominal da altura da seção de concreto não seja alterado. Dessa forma, um aumento no cobrimento de 1 cm, por exemplo, ocasionou uma diminuição de 1 cm na altura útil para que a altura nominal da seção fosse mantida constante ao longo da análise.

A Figura 6.3 mostra a influência do cobrimento da viga na confiabilidade da mesma determinada pelo programa computacional criado.

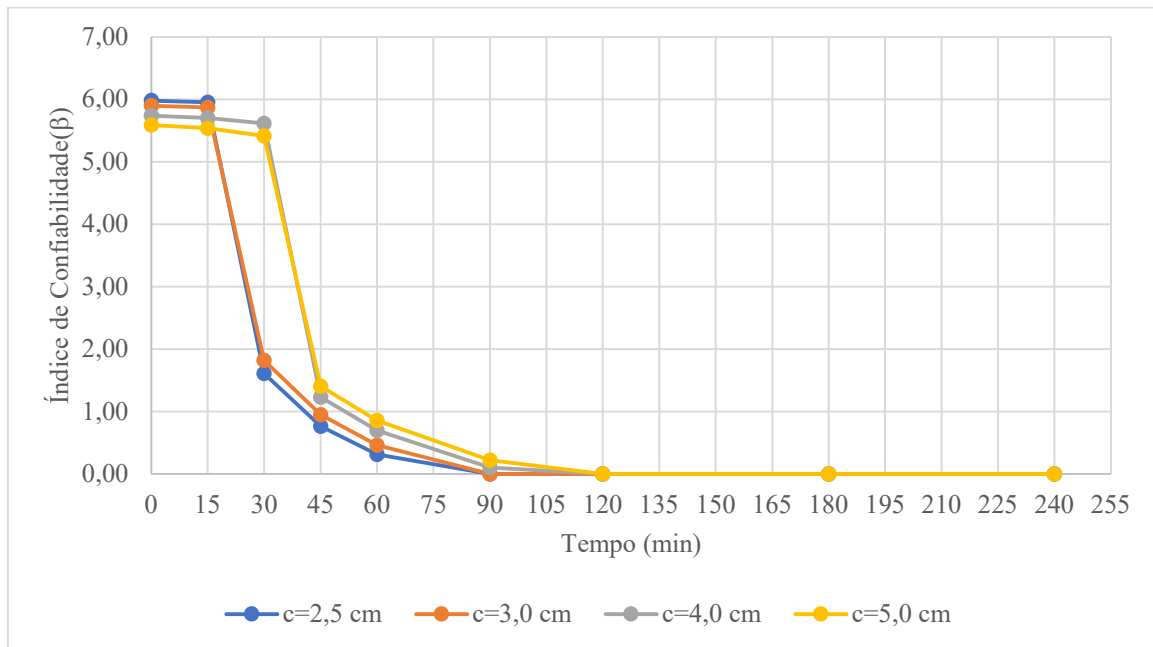


Figura 6.3 – Influência do cobrimento da viga na confiabilidade

Conforme se nota, as vigas tiveram o comportamento esperado, tendo um aumento na confiabilidade conforme o cobrimento nominal delas foi aumentado. De forma mais específica,

percebe-se que houve um ganho significativo de confiabilidade para os casos com cobrimento de 4 e 5 cm no tempo de 30 minutos. Isso se deve ao fato de que os centros das barras de aço, nesses casos, estão mais distantes da borda externa da viga devido ao aumento do cobrimento. O aumento dessa distância, ao se utilizar o método de Wickström e o modelo criado neste trabalho para o tempo de 30 minutos, representou uma diminuição no valor da temperatura das barras, as quais apresentam diminuição de sua resistência somente a partir dos 400°C conforme indica Tabela 3.8. Como para esses dois casos (cobrimento de 4 e 5 cm) as barras não atingiram tal temperatura, não houve perda de resistência do aço, apenas havendo a diminuição da largura da seção de concreto devido a consideração do Método da Isoterma.

Outro fato que merece destaque nos resultados gerados é o valor da confiabilidade nos tempos de 15 e 30 minutos para os cobrimentos de 4 e 5 cm. Se esperava, em princípio, que a confiabilidade da viga com cobrimento de 5 cm fosse superior ao da viga com 4 cm, o que acabou não ocorrendo. Isso se deve ao fato de que como para esses dois cobrimentos nesse instante de tempo as barras ainda tinham a integralidade de sua resistência, o impacto negativo do incêndio afetou apenas o concreto e não o aço. Por sua vez, conforme mencionado anteriormente, a altura útil nominal das vigas foi alterada à cada alteração nominal de cobrimento, de maneira que a viga com maior cobrimento é a que possui menor altura útil, o que nesse caso em que o aço não teve sua resistência modificada pelo incêndio, representa uma desvantagem na resistência da seção da viga e por isso que para os instantes de 15 e 30 minutos, a viga com maior cobrimento, e conseqüentemente menor altura útil, possui menor confiabilidade, já que a altura útil possui maior contribuição no valor do momento resistente do que o cobrimento nessa situação.

Dentro desse contexto, no intuito de quantificar o impacto que a variação da confiabilidade das vigas tem na probabilidade de falha em decorrência da variação nominal do cobrimento, criou-se a Tabela 6.4, a qual mostra as probabilidades de falha correspondentes aos índices de confiabilidade para as duas situações extremas de cobrimento consideradas (cobrimento de 2,5 cm e cobrimento de 5 cm).

Tabela 6.4 - Influência do cobrimento da viga na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	c=2,5 cm	c=5,0 cm	c=2,5 cm	c=5,0 cm
0	5,98	5,59	0,00%	0,00%
15	5,95	5,54	0,00%	0,00%
30	1,61	5,41	5,37%	0,00%
45	0,76	1,41	22,36%	7,93%
60	0,31	0,86	37,83%	19,49%
90	0,00	0,22	50,00%	41,29%
120	0,00	0,00	50,00%	50,00%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Nessa tabela, as probabilidades de falha estão em porcentagem e valores muito pequenos foram tomados como sendo igual a 0,00%, embora não correspondam realmente a probabilidades nulas, mas sim a probabilidades extremamente baixas de falha. Outro fato que merece destaque é que no presente trabalho, trabalhou-se com índice de confiabilidade mínimo igual a 0, tendo em vista que não faz sentido trabalhar com índices de confiabilidade negativos na medida em que o valor nulo corresponde a uma probabilidade de falha de 50%, o que por si só é igual a probabilidade de que determinado evento com apenas 2 resultados possíveis (falhar ou não falhar) possa acontecer sem que uma análise minuciosa seja feita. Além disso, o método FORM não fornece valores negativos de confiabilidade na medida em que ele calcula a mínima distância entre o espaço padronizado das variáveis aleatórias e a função de estado limite. Sendo assim, a máxima probabilidade de falha a ser calculada é de 50% nesse trabalho.

Conforme se nota, um aumento no cobrimento de 2,5 cm para 5 cm pode aumentar em até 18 pontos percentuais a probabilidade da estrutura não vir a falhar, o que representa um ganho considerável no ganho da segurança da estrutura. Deve-se destacar que esses valores são resultados direto do modelo utilizado nesse trabalho, função principalmente das variáveis aleatórias consideradas e suas características estatísticas (distribuições de probabilidade, coeficiente de variação e razão entre valor médio e valor nominal) e dos métodos de verificação da viga (Método da isoterma de 500°C e utilização da redução da resistência do aço por fatores multiplicativos).

Análises mostrando o impacto que a variação de confiabilidade das vigas tem na probabilidade de falha em decorrência da mudança de certo parâmetro serão conduzidas também para certos casos adiante, especialmente nos casos em que o parâmetro ou variável em questão seja um parâmetro de projeto ou um parâmetro que resulte em consideráveis diferenças na confiabilidade e, conseqüentemente, na probabilidade de falha das vigas.

6.2.2. Razão entre a carga variável e a carga total da viga

Neste trabalho, a razão de carga será dada pela Equação 105, onde no numerador tem-se a carga variável e no denominador tem-se a carga total da viga.

$$\chi = \frac{\text{Carga variável}}{\text{Carga variável} + \text{Carga permanente}} \quad (105)$$

Ressalta-se que a vantagem desta definição recai no fato de que para χ próximos a 0, se terá a maior influência da carga permanente e para χ próximos a 1, se terá a maior influência da carga variável, mantendo-se o carregamento final total igual em todos os casos.

À temperatura ambiente, isto é, no tempo 0 de análise das vigas, espera-se que a influência desse parâmetro se dê da seguinte maneira: confiabilidade crescente até valores de taxa de carga próximos a 0,20; para valores de taxa de carga superiores a 0,20, confiabilidade decrescente. Esse comportamento foi possível ser observado no trabalho de Santos et al. (2014) ao pesquisar a confiabilidade de vigas dimensionadas com coeficientes da norma brasileira NBR 6118:2014.

Em situação de incêndio, ao considerar a minoração da resistência do aço e da diminuição da largura da seção de concreto, espera-se que o comportamento seja o seguinte: aumento da confiabilidade para maiores taxas de carga. Tal comportamento foi concluído no trabalho desenvolvido por Eamon e Jensen (2013).

Sendo assim, a Figura 6.4 mostra a influência da razão de carga (χ) na confiabilidade das vigas testadas. Nessa análise, verificaram-se valores de razão de carga de 0,1 até 0,6 pelo fato de considerar tais valores como sendo representativos da maior parte dos casos de projeto, conforme afirma Santos et al. (2014). Além disso, o valor de 0,19 que aparece no gráfico é referente a taxa de carga da viga modelo, resultado de uma carga variável de 3 kN/m e de uma

carga permanente de 12,5 kN/m.

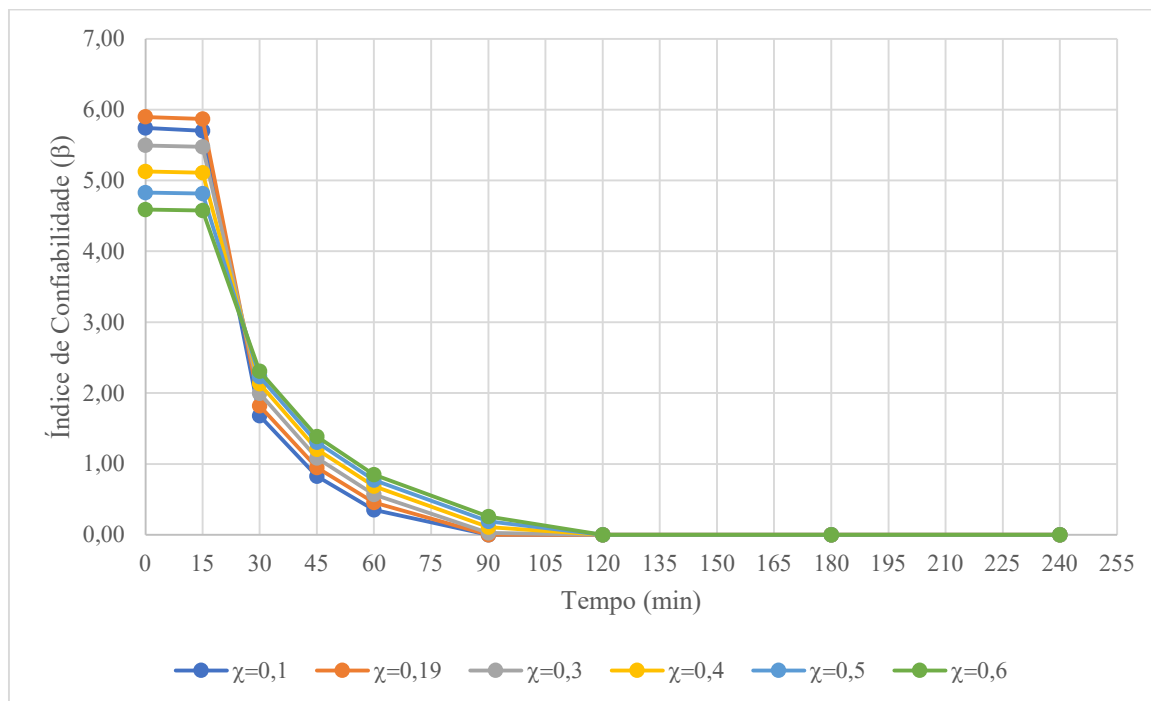


Figura 6.4 – Influência da taxa de carga (χ) da viga na confiabilidade

Nota-se que o gráfico indica que para o tempo 0, ou seja, não considerando a situação de incêndio ainda, tem-se que a confiabilidade cresce até o valor da taxa de 0,19 e que para taxas maiores, os valores de confiabilidade decrescem. Já na situação de incêndio, a partir do tempo de 30 minutos, quando o aço começa a ter sua resistência minorada, a situação se modifica na medida em que os índices de confiabilidade encontrados foram maiores para os casos em que as taxas de carga fossem maiores. Nota-se que os resultados confirmam o que era esperado e o que foi mostrado nos trabalhos de Santos et al. (2014) e Eamon e Jensen (2013).

O comportamento percebido durante a análise de incêndio é resultado direto da combinação de carga para a situação de incêndio adotada pela NBR 15200:2012, a qual entra no processo de calibração do coeficiente de difusividade térmica neste trabalho, conforme mostrado no item 4.6. Devido ao fato do coeficiente da carga permanente ser de 1,20 e o coeficiente da carga variável ser de 0,21 (considerando já o fator de redução de 0,7 aplicado ao coeficiente original de 0,3), tem-se uma maior importância para a carga permanente, de maneira que quanto maior

ela for, menor será o tempo de resistência das vigas ao incêndio (R) em virtude da minoração do fator de modificação estrutural (ϕ_{st}). Com um tempo de resistência menor, o coeficiente de difusividade térmica do concreto resulta em um valor maior, de maneira que o calor se propaga de forma mais rápida nesses casos. Por esse motivo, as vigas com maior proporção de carga permanente apresentam menor confiabilidade em situação de incêndio. Essa situação não ocorre para o tempo 0 e para o tempo de 15 minutos em virtude de que nesses tempos, as temperaturas atingidas dentro da seção de concreto são temperaturas ambientes ou não são suficientemente altas para causar diminuição na resistência do aço.

O impacto que essa variação de confiabilidade possui na probabilidade de falha da viga é mostrada na Tabela 6.5, comparando as situações mais extremas analisadas anteriormente.

Tabela 6.5 - Influência da taxa de carga (χ) da viga na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	$\chi=0,1$	$\chi=0,6$	$\chi=0,1$	$\chi=0,6$
0	5,74	4,59	0,00%	0,00%
15	5,70	4,58	0,00%	0,00%
30	1,68	2,31	4,65%	1,04%
45	0,83	1,39	20,33%	8,23%
60	0,35	0,85	36,32%	19,77%
90	0,00	0,26	50,00%	39,74%
120	0,00	0,00	50,00%	50,00%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Conforme se observa, dentre os valores de taxas de carga considerados, a ocorrência de uma taxa de carga de 0,6 pode levar uma vantagem em até 17 pontos percentuais em relação a probabilidade de falha na comparação com a taxa de carga de 0,1, que é o que ocorre no tempo de 60 minutos de incêndio.

6.2.3. Largura da viga

Os valores testados para largura da viga na análise de confiabilidade são valores comumente utilizados em projetos de vigas para obras residenciais (12, 15, 17 e 20 cm). O comportamento

que se espera é que o aumento da largura da viga gere um aumento na confiabilidade dela, já que a largura de seção de concreto se torna maior e o calor se propaga com mais dificuldade. Destaca-se nessa análise o fato de que o valor nominal da carga permanente foi mantido constante (15,5 kN/m) mesmo que a largura nominal da viga tenha sido alterada. Isso foi feito com o propósito de não haver mudança no valor da razão de carga ao longo da análise, apenas mudança na largura da viga, já que se observou que a razão de carga apresenta influência na confiabilidade obtida. A Figura 6.5 mostra os resultados da análise.

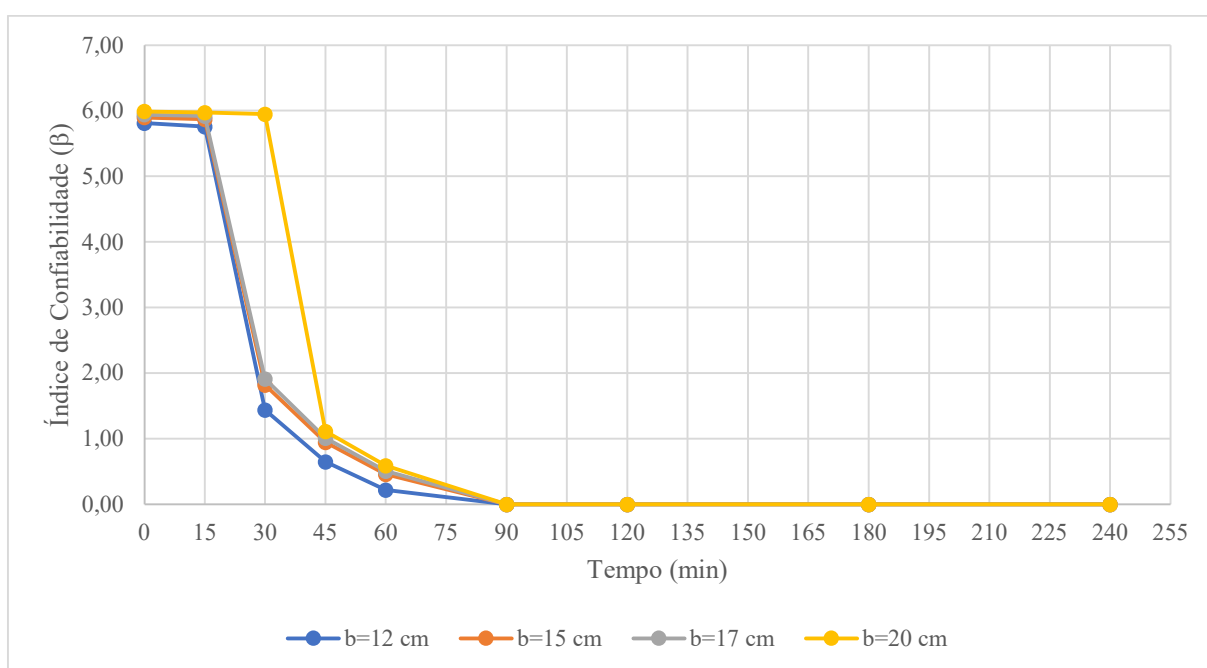


Figura 6.5 – Influência da largura da viga na confiabilidade

Conforme se observa, o aumento da largura promove um ligeiro crescimento na confiabilidade das vigas, conforme era esperado. Ressalta-se que para a largura de 20 cm, no tempo de 30 minutos, a confiabilidade atingida foi muito maior do que para as outras vigas. Isso se deve ao fato de que para esse tempo, a viga de largura de 20 cm não apresentou redução na resistência do aço já que as barras não atingiram os 400°C, ao contrário do que ocorre para a mesma viga em tempos superiores de incêndio e para vigas com menor largura em todos os tempos analisados.

6.2.4. Tipo de agregado da viga

Existem dois tipos de agregados possíveis a serem atribuídos à viga em análise: agregado silicoso e agregado calcário. Conforme mostrado no item 3.5.5, o agregado calcáreo faz com que a peça de concreto apresente maior resistência sob temperaturas diferentes da temperatura ambiente. Dessa forma, se espera que uma viga de concreto armado com agregado calcáreo apresente maior confiabilidade em situação de incêndio do que uma viga com agregado tipo silicoso.

A influência do tipo de agregado na análise de confiabilidade em situação de incêndio é mostrada na Figura 6.6.

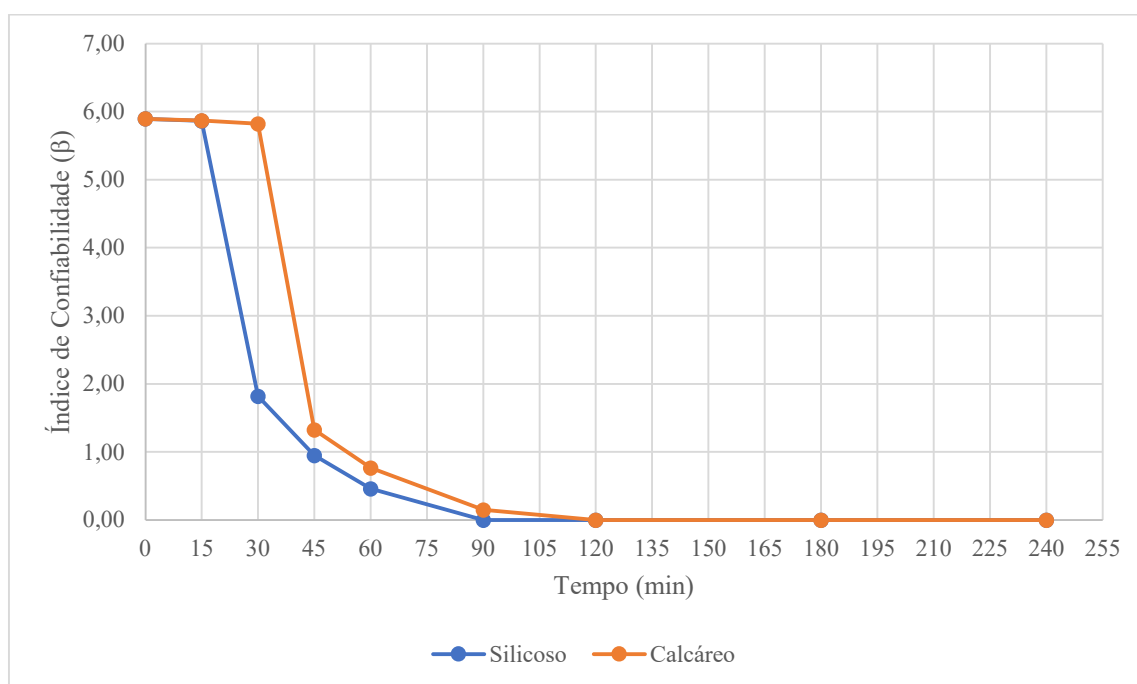


Figura 6.6 – Influência do tipo de agregado da viga na confiabilidade

Conforme se observa, o gráfico indica o comportamento esperado, com a viga de agregado calcáreo apresentando maior confiabilidade e, portanto, menor probabilidade de falha do que a viga com agregado silicoso. Essa diferença se mostra, para a viga analisada, destacada para o tempo de 30 minutos de incêndio, de maneira que para os demais tempos analisados o índice de confiabilidade não se altera de forma tão significativa. Isso se deve ao fato de que a viga

com agregado calcáreo apresenta menor coeficiente de difusividade térmica do que a viga com agregado silicoso, o que significa que o calor se propaga com menor velocidade.

O impacto que essa diferença de comportamento, com relação à confiabilidade, possui na probabilidade de falha das vigas é mostrado na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Influência do tipo de agregado da viga na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	Silicoso	Calcáreo	Silicoso	Calcáreo
0	5,90	5,90	0,00%	0,00%
15	5,87	5,87	0,00%	0,00%
30	1,82	5,83	3,44%	0,00%
45	0,95	1,33	17,11%	9,18%
60	0,46	0,77	32,28%	22,06%
90	0,00	0,15	50,00%	44,04%
120	0,00	0,00	50,00%	50,00%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Conforme se nota, a probabilidade de falha da viga com agregado calcáreo é cerca de 10 pontos percentuais a menos para o tempo de 60 minutos na comparação com o agregado silicoso.

6.2.5. Resistência à compressão do concreto

Para determinar a influência da resistência à compressão do concreto serão verificadas todas as classes de resistência (C20, C30, C40, C50, C60, C70, C80 e C90) no programa computacional criado. Em princípio, espera-se encontrar uma diferenciação entre concretos de resistência normal (C20 até C50) e concretos de alta resistência (C60 até C90), visto que o último grupo apresenta menor resistência à compressão do concreto para temperaturas diferentes da temperatura ambiente (PHAN; CARINO, 1998). Sendo assim, espera-se encontrar maior confiabilidade para as vigas com concreto de resistência normal.

A análise de confiabilidade para detectar a influência da resistência à compressão do concreto é mostrada na Figura 6.7.

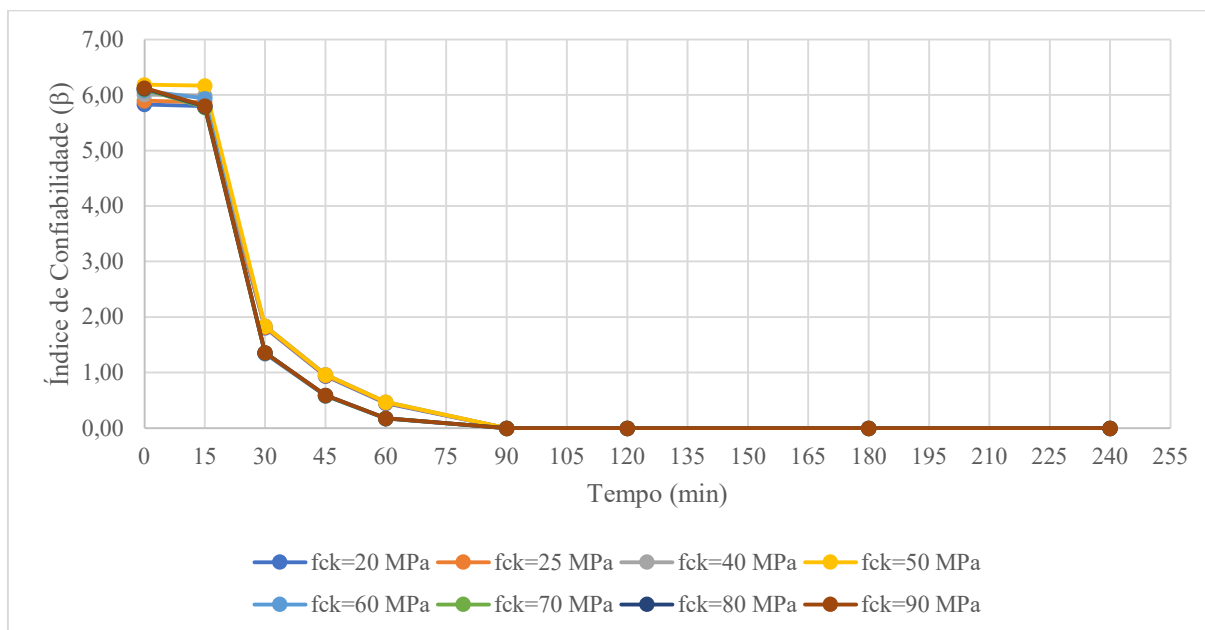


Figura 6.7 – Influência da resistência à compressão do concreto na confiabilidade

Conforme se observa, tem-se basicamente duas curvas de confiabilidade, uma representando os concretos de resistência normal e outra representando os de alta resistência, de maneira que estes últimos apresentam menor confiabilidade como era esperado. É importante ressaltar que estes resultados foram determinados ao considerar uma situação de projeto em que a taxa de armadura das vigas é baixa (na ordem de 0,52%), o que significa que a área da seção de concreto que está comprimida é pequena. Sendo assim, é possível que em uma situação em que essa área comprimida de concreto seja aumentada, o comportamento da confiabilidade observado seja diferente.

O impacto que essa diferença de comportamento entre os dois grupos de concreto, com relação à confiabilidade, possui na probabilidade de falha das vigas é mostrado na Tabela 6.7, onde se compara os valores extremos de resistência (C20 com C90).

Tabela 6.7 - Influência da resistência à compressão do concreto da viga na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	C20	C90	C20	C90
0	5,83	6,13	0,00%	0,00%
15	5,80	5,80	0,00%	0,00%
30	1,81	1,36	3,51%	8,69%
45	0,94	0,59	17,36%	27,76%
60	0,45	0,18	32,64%	42,86%
90	0,00	0,00	50,00%	50,00%
120	0,00	0,00	50,00%	50,00%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Percebe-se, a partir da tabela, que a escolha por um concreto de alta resistência ao invés de um concreto de resistência normal em uma situação de incêndio pode majorar em até 10 pontos percentuais a probabilidade de falha da estrutura, o que ocorreu para as vigas em análise para os tempos de 45 e 60 minutos de incêndio.

6.2.6. Taxa de armadura da viga

A taxa de armadura (ρ) de vigas é dado pela Equação 106, onde A_s é a área de aço, b é a largura da viga e h é a altura da viga.

$$\rho = \frac{A_s}{bh} \quad (106)$$

A taxa de armadura da viga modelo é de cerca de 0,52%, utilizando 4 barras de aço de 10 mm. Para realizar a análise paramétrica, considerou-se a adição de barras de aço de 10 mm com as seguintes taxas de armadura: 0,65% (5 barras de 10 mm), 0,79% (6 barras de 10 mm) e 0,92% (7 barras de 10 mm). Espera-se que ao aumentar a taxa de armadura das vigas, a confiabilidade delas aumente, haja visto que o momento resistente será inevitavelmente maior com uma maior área de aço.

Além disso, não foi considerado um aumento nominal na carga que atua na viga para cada aumento de taxa de armadura, pois o objetivo da presente análise é observar se a colocação de

área de aço superior a exigida traz maior confiabilidade para a viga analisada. A Figura 6.8 mostra a análise de confiabilidade realizada para as vigas com essas diferentes taxas de armadura.

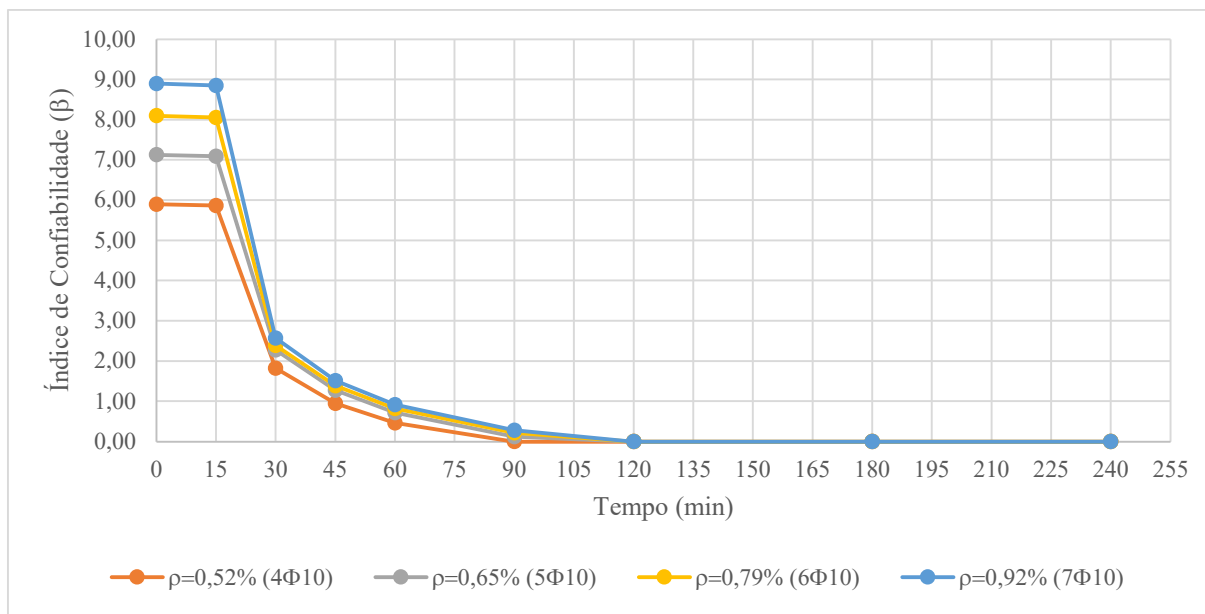


Figura 6.8 – Influência da taxa de armadura das vigas na confiabilidade

Observa-se que o comportamento das vigas foi o esperado, havendo um aumento da confiabilidade delas com o aumento progressivo da área de aço. Tal aumento foi visivelmente maior no tempo 0, isto é, sem considerar a ocorrência do incêndio. Ressalta-se que na situação de incêndio, a partir dos 30 minutos, embora se tenha para cada taxa de armadura um incremento de 1 barra de 10 mm, tal incremento não representou um considerável ganho de confiabilidade pelo fato de que essa barra a mais acaba tendo sua resistência diminuída pela ocorrência do incêndio e por esse motivo, em tempos maiores da análise, a diferença da confiabilidade para as diferentes taxas de armadura acaba sendo menor do que nos tempos iniciais da análise.

Outro fato interessante a se considerar é a disposição das barras e não somente a sua quantidade. O fato das barras estarem dispostas em número de camadas diferentes gera uma diferenciação quanto a posição das barras em relação à face aquecida, o que acaba modificando a sua temperatura. Para as duas primeiras taxas de armadura (0,52% e 0,65%) as barras foram dispostas em 2 camadas: 2 barras na primeira camada e 2 barras na segunda camada para a taxa

de armadura de 0,52% e 3 barras na primeira camada e 2 barras na segunda camada para a taxa de armadura de 0,65%. As demais taxas de armadura (0,79% e 0,92%) foram dispostas em 3 camadas: 2 barras de aço a cada camada para a taxa de 0,79% e 3 barras na primeira camada e 2 nas outras duas camadas para a taxa de 0,92%. A distância vertical entre as camadas foi considerada igual a 2 cm. Além disso, a influência que o número de camadas pode apresentar na confiabilidade das vigas será discutida adiante neste trabalho.

A influência que a variabilidade da confiabilidade apresenta na determinação da probabilidade de falha das vigas é mostrada na Tabela 6.8, em que se compara as duas situações mais extremas analisadas com relação à taxa de armadura.

Tabela 6.8 - Influência da taxa de armadura da viga na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	$\rho=0,52\%$ (4 ϕ 10)	$\rho=0,92\%$ (7 ϕ 10)	$\rho=0,52\%$ (4 ϕ 10)	$\rho=0,92\%$ (7 ϕ 10)
0	5,90	8,90	0,00%	0,00%
15	5,87	8,85	0,00%	0,00%
30	1,82	2,57	3,44%	0,51%
45	0,95	1,51	17,11%	6,55%
60	0,46	0,92	32,28%	17,88%
90	0,00	0,28	50,00%	38,97%
120	0,00	0,00	50,00%	50,00%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Conforme se observa, a adição de 3 barras de 10 mm reduziu no máximo em cerca de 15 pontos percentuais a probabilidade de falha da viga.

6.2.7. Número de faces da viga submetidas ao incêndio

Existem 3 configurações possíveis a serem utilizadas no programa computacional criado com relação ao número de faces da viga atingida pelo incêndio conforme é mostrado no item 4.1. Sendo assim, espera-se concluir que quanto menor o número de faces submetidas ao fogo, maior será a confiabilidade das vigas, já que a temperatura atingida nos pontos internos da seção transversal será menor e, portanto, o aço apresentará maior resistência e a seção de concreto se

manterá mais íntegra.

A Figura 6.9 mostra a influência do número de faces da viga submetidas ao incêndio na determinação da confiabilidade delas.

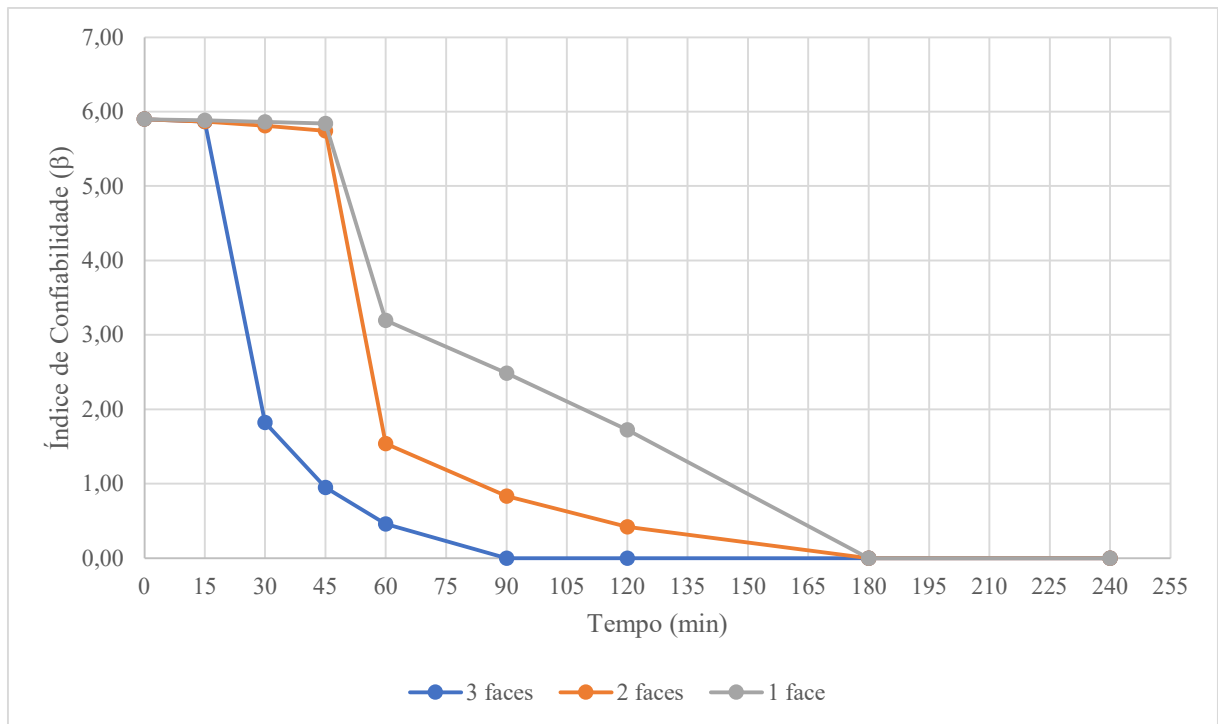


Figura 6.9 – Influência do número de faces da viga submetidas ao incêndio na confiabilidade

Conforme se observa na Figura 6.9, há uma grande influência desse parâmetro na confiabilidade das vigas, conforme já era esperado, de maneira que a situação de maior confiabilidade é aquela em que a viga tem o menor número de faces atingida pelo incêndio. O impacto que essa grande variabilidade apresenta na probabilidade de falha é mostrada para os 3 casos na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Influência do número de faces da viga submetidas ao incêndio na probabilidade de falha

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)			Probabilidade de Falha (P_f)		
	3 faces	2 faces	1 face	3 faces	2 faces	1 face
0	5,90	5,90	5,90	0,00%	0,00%	0,00%
15	5,87	5,87	5,88	0,00%	0,00%	0,00%
30	1,82	5,81	5,86	3,44%	0,00%	0,00%
45	0,95	5,74	5,84	17,11%	0,00%	0,00%
60	0,46	1,54	3,20	32,28%	6,18%	0,07%
90	0,00	0,83	2,62	50,00%	20,33%	0,44%
120	0,00	0,42	1,72	50,00%	33,72%	4,27%
180	0,00	0,00	0,00	50,00%	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	0,00	50,00%	50,00%	50,00%

Ao analisar os valores de probabilidade de falha percebe-se uma grande diferença entre as situações de incêndio, de maneira que é sempre preferível que o incêndio influencie o menor número possível de faces das vigas. A maior diferença percentual se deu no tempo 90 minutos, havendo diferença de cerca de 49 pontos percentuais com relação à probabilidade de falha entre a situação de 3 faces e a situação de apenas 1 face ser afetada pelo fogo.

6.2.8. Número de camadas de armadura da viga

O programa computacional criado permite que o usuário analise vigas com até 3 camadas de armadura. A seguir, será comparada a confiabilidade das vigas ao se colocar as barras de aço em duas camadas, conforme a viga modelo, e em uma camada. Ressalta-se aqui a seguinte situação: na viga modelo não se colocou as barras em apenas uma camada devido ao não cumprimento da exigência quanto ao espaçamento mínimo exigido pela NBR 6118:2014. Entretanto, na presente análise paramétrica, com o objetivo de avaliar numericamente o impacto que a disposição das barras apresenta na confiabilidade, será considerada a colocação das 4 barras de aço em uma camada mesmo que isso gere um espaçamento inferior ao mínimo. Isso será feito para que se possa comparar a viga modelo com uma viga com mesma área de aço, mas com disposição diferente das barras.

A seguir, será mostrado a influência que o número de camadas apresenta na confiabilidade das vigas. Será mostrado também esse comportamento considerando diferentes situações de incêndio, isto é, ao considerar diferentes números de faces submetidas ao incêndio (3, 2 e 1

face), pois acredita-se que essas situações podem ditar de forma significativa a influência do número de camadas de armadura da viga.

A Figura 6.10 mostra a confiabilidade das vigas quando se considera três faces submetidas ao incêndio.

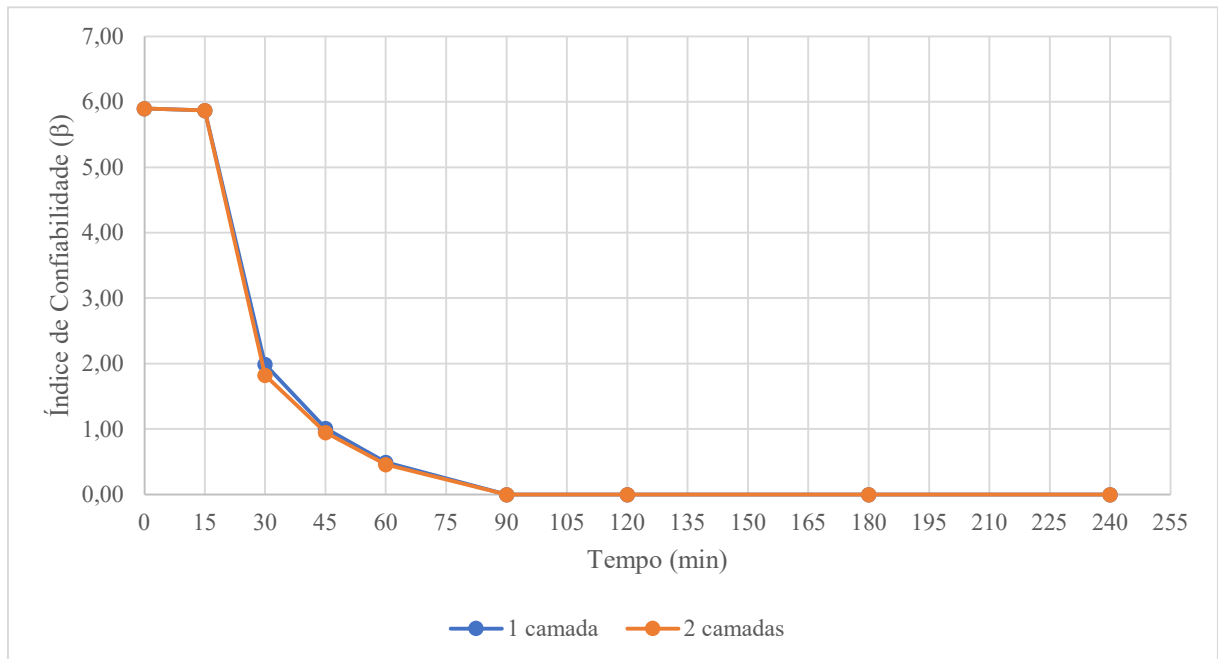


Figura 6.10 – Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando três faces submetidas ao fogo

Observando a Figura 6.10, percebe-se claramente que não há diferenciação significativa entre dispor as barras em uma ou em duas camadas para o caso em que o incêndio atue nas três faces das vigas (faces laterais e face inferior).

A Figura 6.11 mostra a análise para o caso em que o incêndio atue nas duas faces laterais da viga.

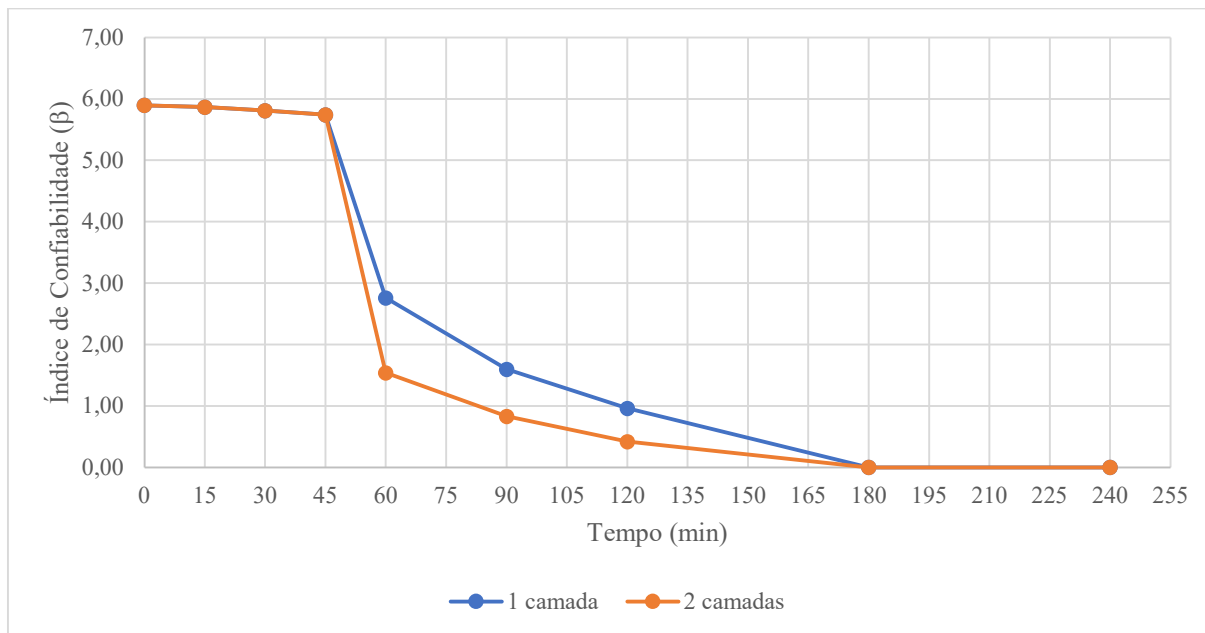


Figura 6.11 – Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando duas faces submetidas ao fogo

Observando a Figura 6.11, percebe-se uma significativa diferença entre as situações, havendo maior confiabilidade para quando as barras estão dispostas em apenas 1 camada. Isso se deve ao fato de que as duas barras que estariam dispostas nas extremidades da seção transversal de concreto na situação de duas camadas, estão dispostas mais internamente na seção de concreto, em apenas uma camada, região que acaba tendo temperaturas menores em virtude da não existência de fluxo de calor na direção y .

O impacto que essa diferença de comportamento apresenta na probabilidade de falha das vigas é mostrado na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 - Influência do número de camadas de armadura da viga na probabilidade de falha considerando duas faces submetidas ao fogo

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	1 camada	2 camadas	1 camada	2 camadas
0	5,90	5,90	0,00%	0,00%
15	5,87	5,87	0,00%	0,00%
30	5,81	5,81	0,00%	0,00%
45	5,74	5,74	0,00%	0,00%
60	2,76	1,54	0,29%	6,18%
90	1,60	0,83	5,48%	20,33%
120	0,96	0,42	16,85%	33,72%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Conforme se observa a Tabela 6.10, ao se utilizar as barras em apenas uma camada na situação de incêndio atuando, pode-se atingir até 17 pontos percentuais a menos de probabilidade de falha, conforme ocorre no tempo de 120 minutos da análise.

A Figura 6.12 mostra a confiabilidade para o caso de o incêndio atuar apenas em uma das faces laterais da viga.

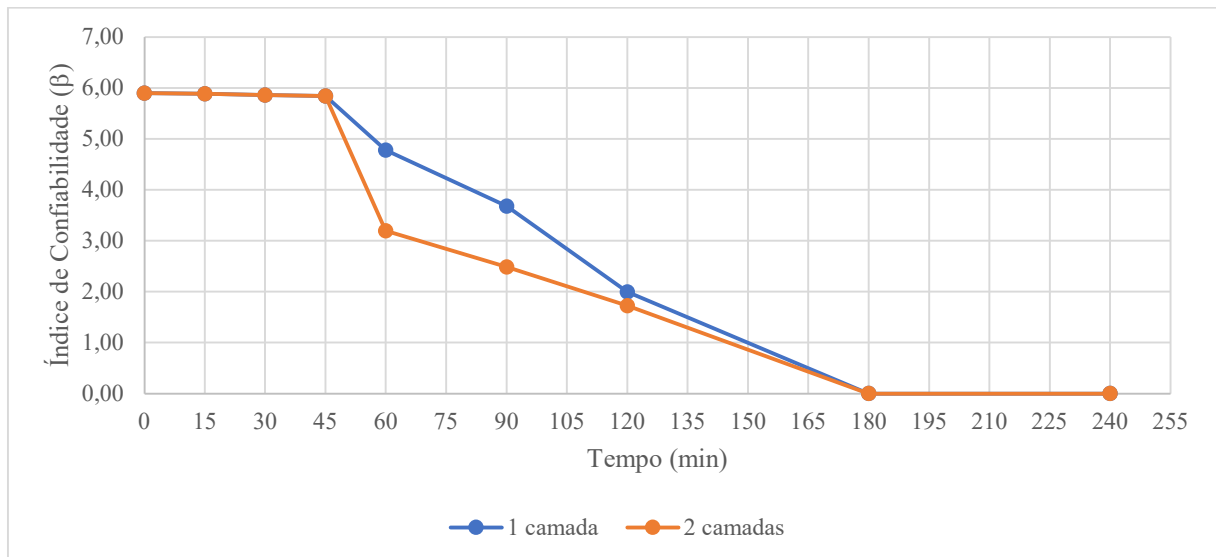


Figura 6.12 – Influência do número de camadas de armadura das vigas na confiabilidade considerando uma face submetida ao fogo

Conforme se observa na Figura 6.12, há o mesmo comportamento do caso anterior, havendo maior confiabilidade para o caso das barras estarem dispostas em apenas uma camada. Ressalta-se, entretanto, que a variação da confiabilidade é linear ao considerar o incêndio afetando apenas uma das faces da viga, o que não ocorreu no caso anterior. Além disso, a diferença passa a ser extremamente pequena para tempos de análise superiores a 120 minutos.

O impacto que essa diferença de comportamento apresenta na probabilidade de falha das vigas é mostrado na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 - Influência do número de camadas de armadura da viga na probabilidade de falha considerando uma face submetida ao fogo

Tempo (min)	Índice de Confiabilidade (β)		Probabilidade de Falha (P_f)	
	1 camada	2 camadas	1 camada	2 camadas
0	5,90	5,90	0,00%	0,00%
15	5,88	5,88	0,00%	0,00%
30	5,86	5,86	0,00%	0,00%
45	5,84	5,84	0,00%	0,00%
60	4,78	3,20	0,00%	0,07%
90	3,68	2,49	0,01%	0,44%
120	1,99	1,72	2,33%	4,27%
180	0,00	0,00	50,00%	50,00%
240	0,00	0,00	50,00%	50,00%

Percebe-se na Tabela 6.11 que embora os índices de confiabilidade tenham apresentado valores diferentes na comparação entre as duas situações (uma camada ou duas camadas), a probabilidade de falha não apresenta variabilidade de significativa magnitude devido ao fato dos índices de confiabilidade correspondentes serem muito altos. Isso significa que para o caso do incêndio afetar apenas uma das faces da viga, a decisão em dispor a armadura entre uma ou duas camadas não apresenta melhor escolha com relação à probabilidade da viga falhar devido ao momento fletor solicitante exceder o momento resistente.

6.2.9. Fator de redução da tensão de escoamento do aço

Foram considerados 3 diferentes possíveis fatores de redução da tensão de escoamento do aço,

sendo um deles advindo da norma brasileira NBR 15200:2012, outro proveniente da norma europeia EN 1992-1-2 e o último com origem no artigo de Eamon e Jensen (2013), o qual serviu como base para a formulação do presente trabalho. Destaca-se o fato de que os fatores de redução da norma brasileira e da norma europeia são quase idênticos, apresentando uma pequena diferença para quando a barra de aço analisada está comprimida, conforme citado no item 3.5.5. Já Eamon e Jensen (2013) utilizaram equação mostrada no item 4.7.

Sendo assim, a influência da origem do fator de redução da tensão de escoamento do aço na confiabilidade das vigas é mostrada na Figura 6.13.

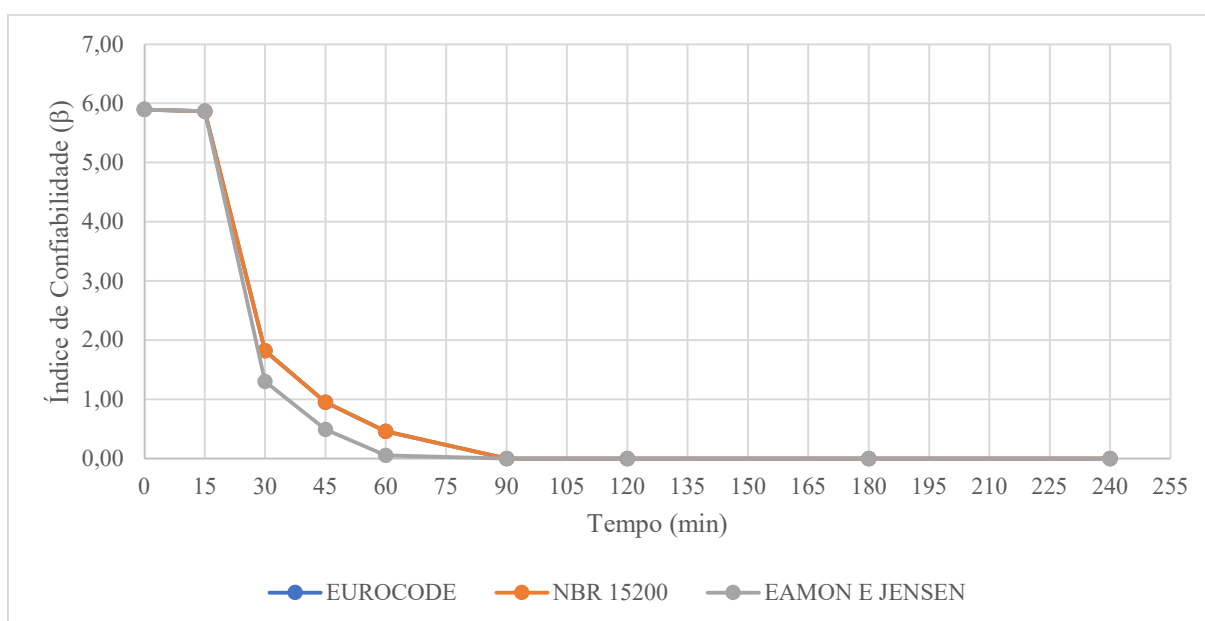


Figura 6.13 - Influência da origem do fator de redução da tensão de escoamento do aço na confiabilidade

Observando a Figura 6.13, percebe-se que a abordagem de Eamon e Jensen (2013), a qual segundo eles é baseada no BSI (*British Standard Institution*) de 1987, é extremamente conservadora na comparação com a norma brasileira e com a norma europeia (EUROCODE), haja vista que apresenta valores de confiabilidade inferiores a estes dois documentos. Outro fato que se observa é que a curva da norma europeia resulta na mesma curva da norma brasileira e por isso ela não aparece explicitamente no gráfico. Isso se deve ao fato de que as barras superiores da viga analisada estão tracionadas e não comprimidas, já que o domínio de dimensionamento da estrutura é o 2 e a profundidade relativa da linha neutra apresenta valor

extremamente baixo. Caso as barras estivessem comprimidas, é possível que houvesse alguma mínima diferença já que as normas apresentam coeficientes levemente diferentes.

6.2.10. Método de confiabilidade

O programa computacional criado permite que o usuário escolha entre o método FORM ou o método de simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa. Dessa forma, a Figura 6.14 mostra o impacto que a utilização desses métodos apresenta na confiabilidade da viga modelo.

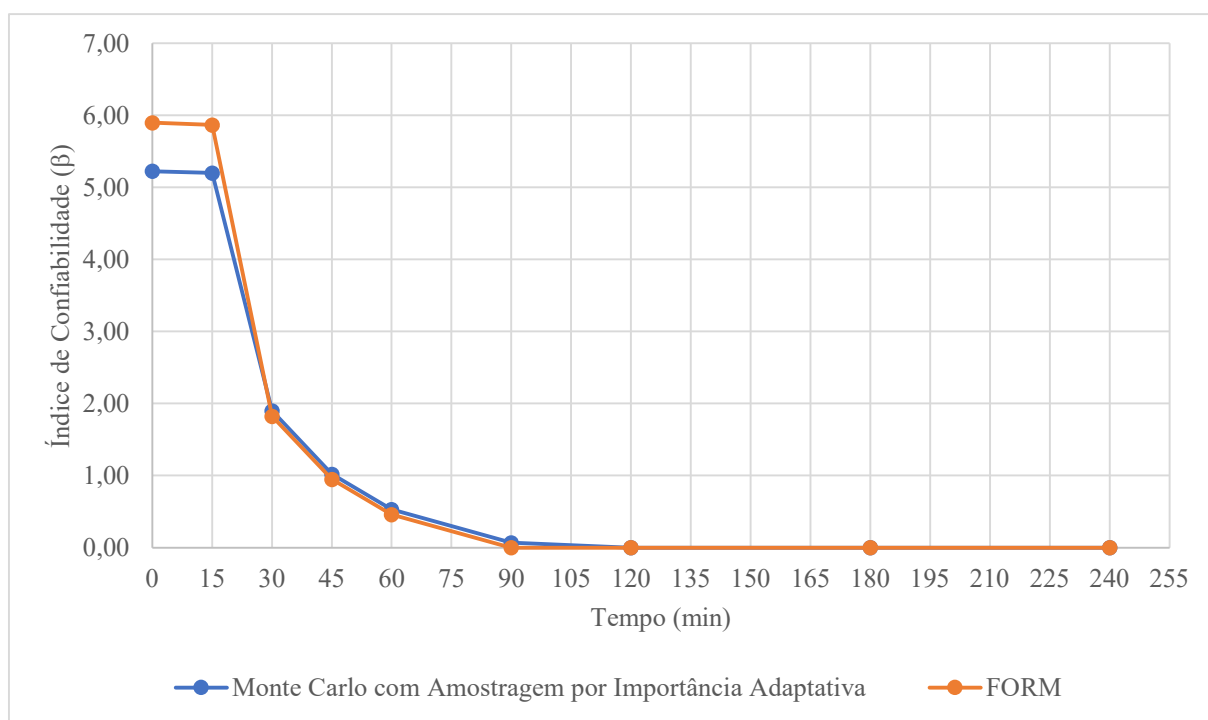


Figura 6.14 - Influência do método de confiabilidade nos índices de confiabilidade

Conforme se observa, a maior diferença na confiabilidade da viga modelo foi apresentada no tempo 0, onde não há incêndio, e no tempo de 15 minutos, onde os efeitos do incêndio ainda são pequenos. Isso se deve provavelmente a maior dificuldade da simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa em encontrar amostras próximas a superfície de falha. Já nos tempos de análise em que o incêndio começa a atuar e influenciar na resistência dos materiais, não há significativa distinção entre os índices de confiabilidade encontrados para os diferentes métodos, de maneira que o método FORM apresenta valores de confiabilidade

levemente menores em tempo de processamento bem inferior. Isso indica que, ao simular a situação de incêndio, em virtude da velocidade de processamento, é mais vantajoso utilizar o método FORM na comparação com o método de simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa.

6.2.11. Curva de incêndio-padrão utilizada

Foram consideradas duas curvas de incêndio a serem comparadas na análise de confiabilidade: ISO 834 e ASTM E119. Conforme mostrado no item 3.5.3, a curva da ISO 834, a qual é utilizada na grande maioria das normas que tratam sobre o incêndio, apresenta valores levemente maiores de temperaturas para tempos aproximadamente maiores que 50 minutos. Sendo assim, espera-se que se encontre índices de confiabilidade um pouco maiores ao se considerar a curva de incêndio-padrão da ASTM E119.

A Figura 6.15 mostra a influência da curva de incêndio-padrão na análise de confiabilidade da viga modelo em situação de incêndio.

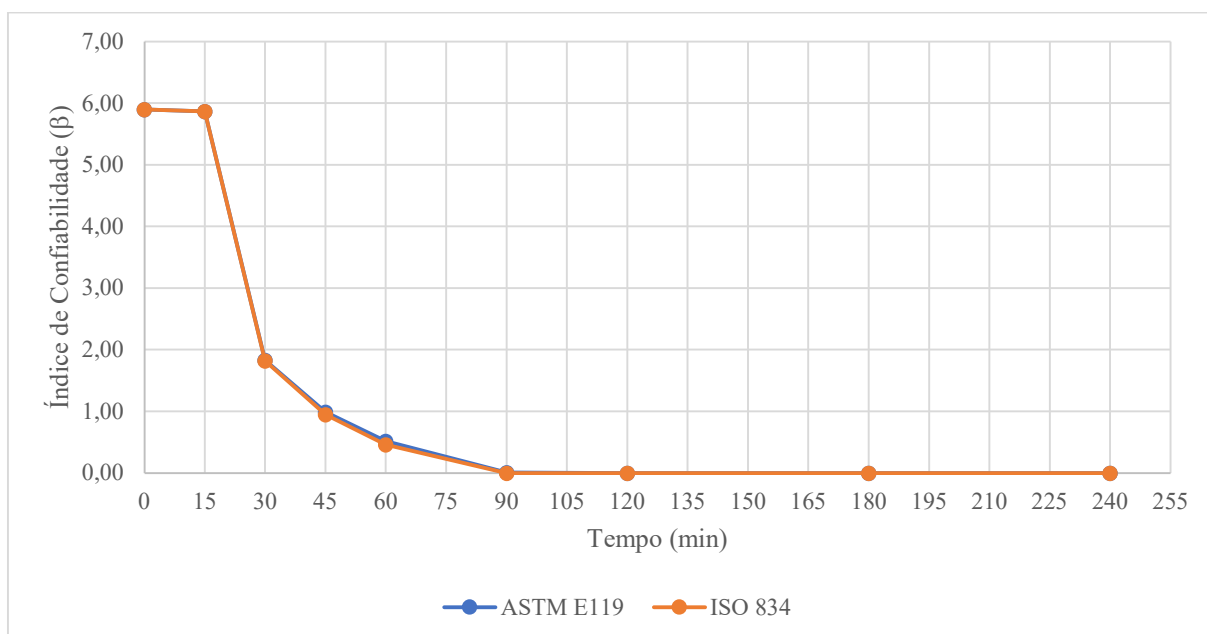


Figura 6.15 - Influência da curva de incêndio-padrão na confiabilidade

Conforme se observa, a influência da curva de incêndio-padrão é mínima, de forma que a análise utilizando a curva da ASTM E119 apresentou valores levemente superiores aos da ISO 834, conforma já era esperado.

6.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

A análise de sensibilidade das variáveis aleatórias conduzida neste capítulo visa mostrar quais variáveis possuem maior ou menor importância ao longo do incêndio. Tal procedimento será baseado nos valores dos cossenos diretores (α_k) de cada uma das variáveis analisadas, haja visto que tal grandeza representa o gradiente da função de estado limite no espaço padronizado conforme mencionado no item 3.3.5. Sendo assim, pelo fato dos cossenos diretores serem normalizados, o cosseno diretor pode variar de -1 até +1, de maneira que quanto mais próximo dos valores extremos (-1 ou +1), maior influência tal variável em análise apresenta na função de estado limite. No caso de valores negativos, a variável em questão possui uma influência negativa. Já para cossenos diretores positivos, a variável em questão apresenta influência positiva, o que significa que ela possui contribuição importante para que a função de estado limite não esteja no domínio de falha.

Sendo assim, será mostrado a seguir uma figura indicando o valor do cosseno diretor, para cada variável aleatória, considerado nos instantes de tempo da análise da viga modelo. A numeração das variáveis aleatórias na Figura 6.16 é determinada na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Numeração das variáveis aleatórias na figura de sensibilidade

Nº da Variável Aleatória	Variável Aleatória
1	Carga Permanente
2	Carga Variável
3	Temperatura
4	Tensão de Escoamento do Aço
5	Altura Útil
6	Cobrimento
7	Resistência à Compressão do Concreto
8	Largura da Viga
9	Coefficiente de Difusividade Térmica do Concreto
10	Incerteza de Modelo associada ao Momento Resistente
11	Módulo de Elasticidade do Aço
12	Incerteza de Modelo associada ao Momento Atuante

Sendo assim, a Figura 6.16 mostra a análise de sensibilidade (α_k) realizada para a viga modelo submetida ao incêndio-padrão.

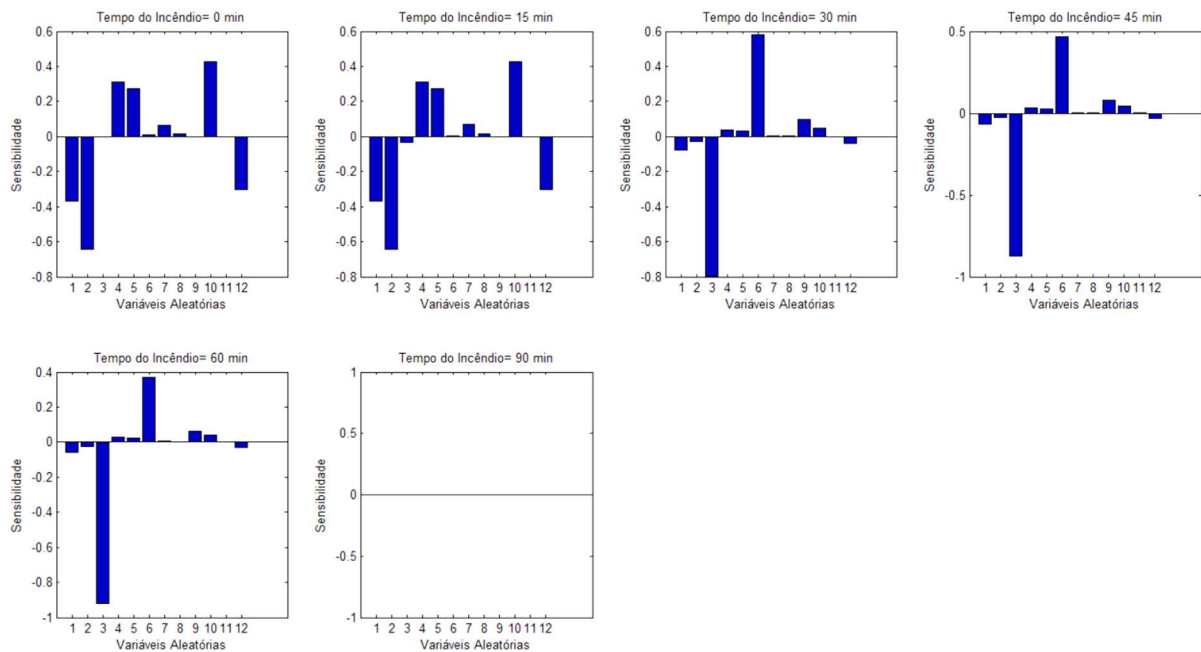


Figura 6.16 – Análise de sensibilidade das variáveis aleatórias

Conforme mostra a Figura 6.16, no tempo 0, em que não há incêndio ainda, se destacam as variáveis carga permanente (-0,369) e carga variável (-0,643), a tensão de escoamento do aço (0,313), a altura útil da seção (0,271) e as incertezas de modelo associadas aos momentos resistentes (0,428) e atuantes (-0,302). No tempo de 15 minutos de incêndio, os valores de cossenos diretores são muito parecidos com os do tempo 0. Já nos demais tempos, as variáveis que mais apresentam influência na função de estado limite foram a temperatura (-0,799 no tempo 30 minutos, -0,876 no tempo 45 minutos e -0,923 no tempo 60 minutos) e o cobrimento da viga (0,582 no tempo 30 minutos, 0,465 no tempo 45 minutos e 0,370 no tempo 60 minutos). Esses valores indicam que com o passar do tempo, o cobrimento vai sendo consumido pelo incêndio e por esse motivo a temperatura assume protagonismo na influência da função de estado limite, enquanto o cobrimento acaba perdendo sua capacidade de proteger as barras de aço.

Nota-se, conforme citado anteriormente, que o sinal dos valores dos cossenos diretores mostram se a variável apresenta um impacto positivo ou negativo em relação a função de estado limite. Além disso, para os tempos de incêndio a partir de 90 minutos, não foi gerado os gráficos em virtude do índice de confiabilidade encontrado ter sido nulo.

6.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No item 6.2, foi investigada a influência que certos parâmetros apresentavam na confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Alguns desses parâmetros, tais como cobrimento, razão de carga, largura da viga, tipo de agregado, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura da viga, foram pesquisados nos trabalhos revisados do item 2.1 e percebe-se uma grande semelhança a respeito das conclusões obtidas pela presente dissertação e pelos autores dos respectivos trabalhos, o que indica que o modelo adotado é adequado. Os demais parâmetros que foram avaliados, principalmente no que se refere ao número de faces da viga submetida ao incêndio e o número de camadas de armadura da viga, bem como a análise de sensibilidade realizada no item 6.3, representam uma novidade com relação aos trabalhos revisados sobre o tema e por esse motivo merecem mais destaque na dissertação.

Ressalta-se que as análises realizadas no trabalho permitem que se avalie a problemática da

situação de incêndio de duas maneiras: situação de projeto, já que se avalia a influência de parâmetros de projeto na confiabilidade das vigas (cobrimento, largura, tipo de agregado, resistência à compressão do concreto e outros) e a própria forma de realizar a análise, pois é avaliado a influência da curva de incêndio-padrão na análise, a influência do método de confiabilidade e a influência de diferentes fatores de redução da tensão de escoamento do aço.

Sendo assim, percebe-se que a análise paramétrica e a análise de sensibilidade que foram realizadas permitem que sejam retiradas conclusões importantes com relação ao tema, as quais servem como orientações para projetos de vigas de concreto armado em situação de incêndio e possuem contribuições para a realização de futuros trabalhos acadêmicos que tratem sobre assunto semelhante.

Algo muito importante a ser destacado com relação aos resultados é que eles foram obtidos considerando a ocorrência de um incêndio-padrão, o qual não possui as mesmas características de um incêndio real, mas possui a importância de ser considerado em documentos normativos que tratam sobre o tema para que estudos e experimentos possam ser comparados e conclusões possam ser determinadas. Dessa forma, em uma situação real de incêndio, a confiabilidade das vigas pode não ter o mesmo comportamento do que foi apresentado no presente trabalho, mas a análise conduzida permite entender quais parâmetros são importantes para que se aumente a segurança das estruturas e o que ocorre quando tais parâmetros são modificados.

Por fim, não se pode esquecer que os resultados do trabalho são consequência direta do modelo adotado, de maneira que modelos diferentes, provavelmente, levarão a resultados diferentes, principalmente se tais modelos modificarem as variáveis que possuem maior importância na análise, tais como cobrimento e temperatura do incêndio.

6.5. APRESENTAÇÃO DE MÉTODO PARA A DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE (β) REQUERIDO

Uma informação bastante desejada por pesquisadores e projetistas de estruturas de concreto armado submetidas à situação de incêndio é o índice de confiabilidade requerido para garantir a segurança dessa estrutura na ocorrência dessa situação conforme Coelho et al. (2021).

Entretanto, as normas brasileiras e internacionais que tratam sobre o assunto não trazem essa informação e por esse motivo resolveu-se explicar um método para determinar o valor desse índice.

O método, baseada no que Van Coile (2015) fez para lajes utilizando a norma europeia, consiste em determinar um intervalo de índice de confiabilidade implícito da NBR 15200:2012. Esse intervalo é interpretado como o índice de confiabilidade requerido. Isso é feito a partir da realização de três passos:

1. Determina-se o gráfico de momento resistente de projeto (M_{Rd})/momento atuante de projeto (M_{Sd}) *versus* tempo de incêndio, para variantes da viga modelo, com o objetivo de se encontrar o tempo em que o momento resistente se iguale ao momento atuante em situação de projeto;
2. Determinam-se gráficos de índice de confiabilidade *versus* tempo de incêndio para as variantes da viga modelo;
3. Verifica-se a confiabilidade das vigas para o tempo determinado no passo 1 a partir dos gráficos gerados no passo 2, gerando assim um intervalo de índice de confiabilidade implícito, o qual será considerado como intervalo do valor de confiabilidade requerido.

Um ponto importante a ser ressaltado a respeito desse processo é a escolha das vigas para o emprego desse método. Primeiramente, o presente trabalho possui o escopo de estar tratando de vigas de dimensões e carregamentos usualmente empregados em projetos correntes de edificações e, portanto, esse método irá determinar o intervalo de índice de confiabilidade para essas estruturas. Em segundo lugar, no passo 1 tem-se a determinação do momento resistente e do momento atuante de projeto. A variável ou parâmetro que possui maior impacto na determinação do momento resistente de vigas de concreto armado em situação de incêndio é, conforme análise paramétrica e análise de sensibilidade realizadas anteriormente, o cobrimento. Já a variável ou parâmetro que possui maior influência na determinação do momento atuante é

a taxa de carga (χ), considerada como razão entre a carga variável e a carga total da viga.

Sendo assim, como se quer determinar um intervalo de índice de confiabilidade requerido, será feito o seguinte: serão utilizadas para calcular o momento resistente de projeto a viga com menor cobrimento que foi observada na análise paramétrica realizada (cobrimento de 2,5 cm), a viga modelo (viga com 3,0 cm) e a viga com maior cobrimento analisada (viga com 5,0 cm). Dessa forma, devido ao fato do cobrimento ser a variável de maior influência, está se criando teoricamente um intervalo com maior variação possível de momento resistente na situação de incêndio. O mesmo será feito para o momento atuante de projeto com relação a taxa de carga (χ), de maneira a considerar a menor taxa de carga analisada ($\chi = 0,10$), a taxa de carga da viga modelo ($\chi = 0,19$) e a maior taxa de carga analisada ($\chi = 0,60$), o que garantirá um intervalo com grande variação de momento atuante.

Feito isso, deve-se determinar os tempos em que cada viga analisada tem o seu momento resistente de projeto igualado aos momentos atuantes considerados com as diferentes taxas de carga ($t_{M_{rd}=M_{sd}}$). Caso o tempo determinado seja menor que o TRRF exigido pela NBR 14432:2001, a viga não está segura para a situação de incêndio e deve, portanto, ser desconsiderada na metodologia uma vez que ela não está em acordo com as prescrições das normas brasileiras que tratam sobre a segurança estrutural em situação de incêndio.

Depois disso, utilizar-se-á o programa computacional desenvolvido na dissertação para determinar a confiabilidade das vigas com diferentes cobrimentos e taxas de carga consideradas para observar os índices de confiabilidade correspondentes ao tempo em que o momento resistente e atuante se igualam ($t_{M_{rd}=M_{sd}}$). Esses índices serão os índices de confiabilidade implícitos retirados da NBR 15200:2012 e serão interpretados como índices de confiabilidade requeridos para garantir a segurança dessas estruturas. Sob posse desses valores, tem-se o intervalo de confiabilidade desejado adotando como limite inferior o menor índice de confiabilidade determinado e como limite superior o maior índice de confiabilidade determinado.

Para evidenciar com mais clareza a metodologia descrita, o processo citado será mostrado a seguir.

Primeiramente, determinou-se o momento resistente das vigas com base na metodologia empregada no presente trabalho, isto é, conforme processo descrito minuciosamente no item 3.4, utilizando o Método da Isotherma de 500°C em associação com os fatores de redução da resistência do aço estabelecidos pela NBR 15200:2012 a partir da determinação da temperatura pelo método de Wickström. Entretanto, como se quer avaliar o índice de confiabilidade implícito da norma, ao contrário do que o programa computacional desenvolvido na dissertação faz, aqui se deseja determinar os momentos resistentes de projeto. Para isso, utilizou-se o programa Excel para automatizar o processo descrito acima sem considerar variáveis aleatórias e considerando os coeficientes de segurança previstos na NBR 6118:2014 quanto ao carregamento e os coeficientes referentes a resistência previstos na NBR 15200:2012.

O único coeficiente que não foi considerado foi o de minoração da resistência à compressão do concreto devido a cargas de longa duração (Efeito Rüsck), já que a NBR 15200:2012 permite que ele não seja considerado na análise de incêndio. Ressalta-se que segundo a NBR 15200:2012 os valores de resistência de projeto do aço e do concreto devem ser tomados iguais aos valores característicos considerando somente as reduções devido as altas temperaturas, sem utilizar os coeficientes γ_c igual a 1,4 e γ_c igual a 1,15.

Em seguida se fez necessário determinar os momentos atuantes. Isso já foi feito no item 6.1, onde se considerou a combinação excepcional na Equação 103 ($\gamma_g = 1,2, \gamma_q = 1,0, \psi_2 = 0,3$ e redução de 70% do fator de combinação). Como serão consideradas diferentes taxas de carga, mas a mesma carga total da viga (igual a 15,5 kN/m como na viga modelo), as combinações para cada uma delas são mostradas na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Combinações excepcionais de incêndio

Taxa de carga	Carga Permanente (kN/m)	Carga Variável (kN/m)	Combinação Excepcional (kN/m)	Momento fletor (kN.m)
$\chi=0,1$	13,95	1,55	17,07	34,13
$\chi=0,19$	12,50	3,00	15,63	31,26
$\chi=0,6$	6,20	9,30	9,39	18,79

Dessa forma, a Figura 6.17 mostra o gráfico do passo 1 da metodologia, determinando os momentos resistentes e atuantes de projeto das vigas analisadas por um período de 180 minutos de incêndio. Da mesma forma com que foi realizado na análise paramétrica do cobrimento no item 6.2.1, ao se alterar o cobrimento das vigas alterou-se a altura útil delas para que a altura da seção de concreto fosse a mesma para os três casos (cobrimento de 2,5 cm, 3,0 cm e 5,0 cm).

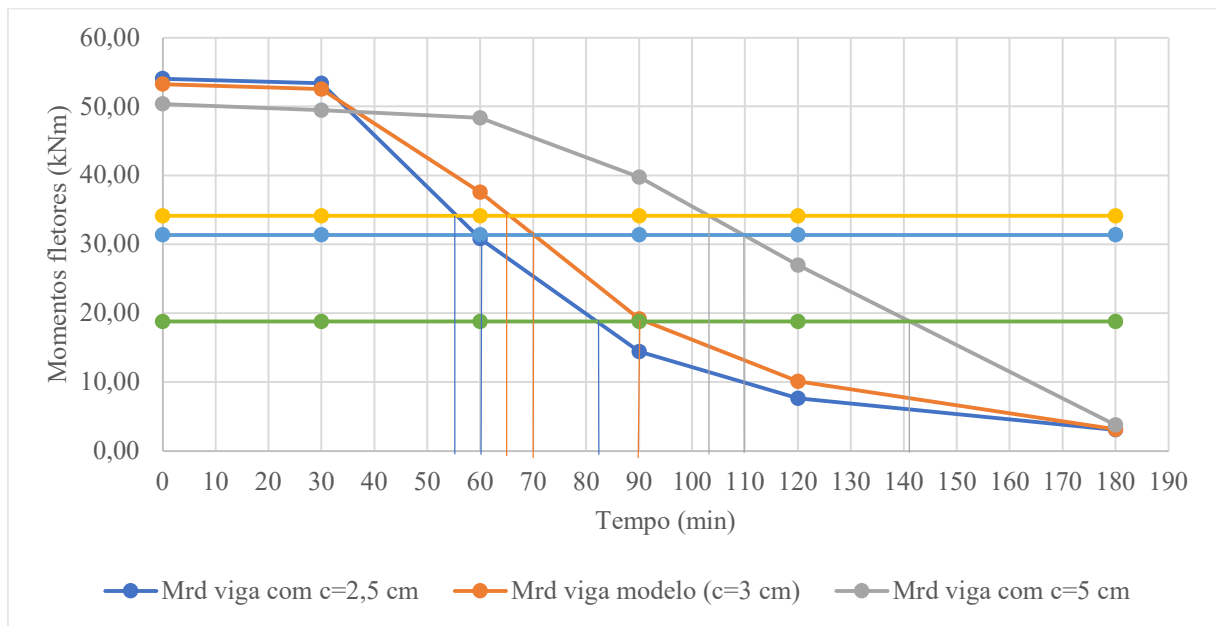


Figura 6.17 – Momentos de projeto x tempo de incêndio

Conforme se observa, as linhas horizontais representam os momentos atuantes de projeto citados na Tabela 6.13 e as linhas verticais correspondem, para cada uma das vigas, ao tempo em que momento resistente de projeto cruza o momento atuante de projeto ($t_{M_{rd}=M_{sd}}$). A Tabela 6.14 resume essa informação para cada viga.

Tabela 6.14 – Tempos em que $t_{M_{rd}=M_{sd}}$ (min)

	Mrd viga com c=2,5 cm	Mrd viga modelo	Mrd viga com c=5 cm
Msd viga com $\chi=0,1$	55	66	104
Msd viga modelo ($\chi=0,19$)	60	70	110
Msd viga com $\chi=0,6$	82	90	141

Conforme se observa, um valor (destacado em vermelho) resultou em tempo inferior a 60 minutos, o qual é o TRRF para as vigas, considerando que elas são contraventadas de um edifício com menos de 45 metros de altura. Como esse elemento estrutural em conjunto com a taxa de carga igual a 0,1 não apresentou o TRRF mínimo, essa combinação será retirada da metodologia (viga de cobrimento 2,5 cm com taxas de carga de 0,1).

O próximo passo da metodologia é observar os índices de confiabilidades da viga modelo e de suas variantes para os tempos indicados na Tabela 6.14. Posteriormente, utilizando o programa computacional desenvolvido na presente dissertação, pode-se retirar o intervalo de índice de confiabilidade requerido. A Tabela 6.15 mostra os índices fornecidos pelo programa nos tempos citados em uma situação de incêndio padrão que atinge as três faces da viga.

Tabela 6.15 – Índices de confiabilidade requeridos

β requerido			
	c=2,5 cm	c=3,0 cm	c=5 cm
$\chi=0,1$	-	0,22	0,00
$\chi=0,19$	0,31	0,24	0,00
$\chi=0,6$	0,24	0,26	0,00

Sendo assim, adotando os valores extremos encontrados como valores extremos do intervalo de índice de confiabilidade requerido, tem-se que a confiabilidade requerida para vigas de concreto armado em situação de incêndio sujeitas a um incêndio padrão que afeta as três faces dos elementos está entre 0,00 e 0,31, o que representa uma probabilidade de falha que varia de 50% até 38%.

Ressalta-se que Van Coile (2015) realizou procedimento similar para lajes de concreto armado analisando a norma europeia EN 1992-1-2 a partir da utilização de métodos avançados. Nesse processo, considerando um modelo onde a carga variável está vinculada a um período de referência de 50 anos, o autor chegou a um intervalo de confiabilidade requerida entre 0,40 e 1,00, o que representaria uma probabilidade de falha que varia de 34% até 16%.

É importante ressaltar que os valores encontrados para o índice de confiabilidade requerido são resultado direto do modelo adotado pelo programa computacional, o qual considera um método

simplificado de verificação de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Além disso, tem-se a questão da precisão em relação aos parâmetros estatísticos das variáveis aleatórias consideradas, isto é, não há garantias de que os valores adotados representem com total fidelidade o comportamento dessas variáveis, por mais que tais valores tenham sido retirados de trabalhos e pesquisas da literatura. Soma-se a isso o fato de que os índices de confiabilidade requeridos foram determinados para vigas que são consideradas representativas de edifícios residenciais, com seção 15x40 com vão de 4 metros para taxas de carga entre um intervalo de 0,1 até 0,6. Por esse motivo, é possível que a consideração de outras situações de projeto, um modelo mais preciso ou considerar outros parâmetros estatísticos leve a diferentes índices de confiabilidade requeridos.

7. CONCLUSÕES

O presente trabalho tratou sobre a análise de confiabilidade de seções de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio, de forma a evidenciar os principais conceitos relacionados à estatística, à confiabilidade e ao estudo das vigas nesse tipo de situação. Com o objetivo de determinar a influência de determinados parâmetros, desenvolveu-se um programa computacional em Matlab que permite ao usuário a escolha de certas premissas na análise de confiabilidade dessas vigas em situação de incêndio. Esse programa, ao término da simulação, gera um gráfico tempo x confiabilidade da viga analisada, o qual pode ser utilizado para comparar os índices de confiabilidade ao longo do tempo de incêndio para vigas com diferentes parâmetros.

Para que tais estudos não gerassem excessivo esforço computacional e tempo de processamento, utilizou-se o método simplificado da Isoterma de 500°C para levar em conta a influência de elevadas temperaturas no concreto, conforme é permitido pela NBR 15200:2012. Em associação, empregou-se o método de Wickström para determinar a temperatura nas barras de aço para que pudesse determinar a redução na resistência delas, utilizando os coeficientes propostos pela norma citada anteriormente.

Nesse contexto, considerou-se, com base em trabalhos sobre o mesmo tema presentes na literatura, uma série de variáveis envolvidas no problema como sendo do tipo aleatório, de maneira que suas distribuições de probabilidade e parâmetros estatísticos foram retirados dessas mesmas fontes da literatura. Com base nessas variáveis, utilizou-se o método FORM para realizar a análise de confiabilidade, a qual considerou uma função de estado limite à nível da seção transversal mais solicitadas das vigas que avalia se o momento atuante é superior ou não ao momento resistente das estruturas, o qual foi calculado considerando a possibilidade das armaduras não terem atingido o escoamento.

Destaca-se o fato de que o escopo de análise foi restringido para situações de projeto de edificações usuais de vigas de concreto armado com a intenção de que ao término deste trabalho fosse possível a determinação de uma série de decisões de projeto que pudessem contribuir em favor da segurança das estruturas sujeitas a ação do incêndio.

Sendo assim, a partir da análise de confiabilidade e de sensibilidade realizadas no Capítulo 6, com base no que foi descrito resumidamente acima, chegou-se as seguintes conclusões:

- Nos primeiros 15 minutos de incêndio, a resistência das vigas fica praticamente inalterada;
- O cobrimento possui grande impacto na confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio;
- A temperatura do incêndio governa a confiabilidade das vigas de concreto armado nessa situação;
- Na situação de incêndio, quanto maior a proporção da carga variável com relação à carga total da viga, maior será a confiabilidade da estrutura;
- A escolha por um agregado calcáreo representa maior confiabilidade para as vigas de concreto armado em situação de incêndio na comparação com um agregado silicoso;
- A resistência à compressão do concreto não apresenta grandes impactos na segurança das vigas de concreto armado em situação de incêndio quando elas apresentam baixa taxa de armadura (na ordem de 0,52%);
- A escolha por concretos de resistência normal em detrimento de concretos de alta resistência representa maior confiabilidade para as vigas de concreto armado em situação de incêndio;
- A utilização de taxas de armadura superiores ao que se exige no dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio promove um aumento da confiabilidade das estruturas;
- A disposição da armadura das vigas em termos de número de camadas pode representar uma escolha de impacto significativo para quando o fluxo de calor do incêndio for unidimensional;
- Sempre que possível, o projetista deve dispor as barras da armadura de maneira a protegê-las das faces afetadas pelo incêndio, sempre respeitando as prescrições de detalhamento das normas brasileiras;
- O número de faces das vigas de concreto armado sujeitas ao incêndio é o principal fator que modifica a confiabilidade dessas estruturas devido à mudança do fluxo de calor através do concreto;

- Não há diferença significativa na determinação da confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio ao se utilizar o método FORM ou o método de simulação de Monte Carlo com Amostragem por Importância Adaptativa
- Não há diferença significativa na determinação da confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio ao se utilizar a curva de incêndio-padrão proveniente da ASTM E119 na comparação com a proveniente da ISO 834;
- A diminuição da confiabilidade das vigas de concreto armado em situação de incêndio se dá, normalmente, de forma não linear, com exceção de quando o incêndio afeta apenas uma das faces da viga e
- O Índice de confiabilidade requerido (β_{req}) para vigas de concreto armado projetadas segundo os requisitos atuais de proteção quanto ao incêndio das normas brasileiras, submetidos a um incêndio padrão que afete três faces dos elementos (faces laterais e face do fundo) está situado em um intervalo de 0,00-0,31.

Ressalta-se que essas conclusões foram tomadas a partir da utilização do modelo desenvolvido neste trabalho, o qual utiliza um método simplificado para analisar os efeitos da temperatura no concreto (Método da Isoterma de 500°C), não considera correlação entre as variáveis e determina a temperatura nos pontos de interesse a partir da utilização de um método analítico de Wickström. Além disso, as vigas analisadas são representativas de casos usuais de dimensionamento de edificações, podendo haver diferença de resultados quando comparadas com vigas utilizadas em obras de arte.

7.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são listadas as sugestões para trabalhos futuros com base na metodologia desenvolvida neste trabalho para avaliar a confiabilidade de vigas de concreto armado em situação de incêndio.

- Encontrar dados mais abrangentes e representativos com relação a medição do cobrimento de vigas de concreto armado;
- Estudar a eventual correlação entre as variáveis temperatura do incêndio e carga

variável da viga;

- Utilizar métodos com modelamento em elementos finitos para verificar as vigas em situação de incêndio;
- Considerar o efeito das restrições dos apoios da viga, bem como o efeito de diferentes vinculações (vigas contínuas, vigas engastadas, etc);
- Realizar um estudo mais aprofundado sobre o coeficiente de difusividade do concreto armado em condições de incêndio;
- Realizar a análise paramétrica considerando, para todos os parâmetros testados, a influência que o número de faces afetadas pelo incêndio apresenta;
- Estudar a variabilidade dos resultados da confiabilidade de vigas sujeitas a incêndios paramétricos e
- Utilizar métodos avançados para identificar as condições de confiabilidade nas quais as estruturas atuais encontram-se seguindo-se os requerimentos das normas atuais de incêndio.

8. REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G.B.M.L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado – Volume 4**. 4ª Edição. Rio Grande: Editora Dunas, 2014. 360 p.

ARAÚJO, J.M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado: Um exemplo completo**. 3ª Edição. Rio Grande: Editora Dunas, 2014. 306 p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

BECK, A.T. **Curso de confiabilidade estrutural**. São Carlos, 2014.

BRITTO, C. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio: comparação de requisitos técnicos entre a ABNT NBR 15200:2012 e a ACI/TMS-216.1M-14**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BOLINA, F. L.; BAQUES, B; TUTIKIAN, B. F; RODRIGUES, J. P. C. Análise dos métodos de verificação de vigas de concreto armado em situação de incêndio propostos pela NBR 15200. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v.11, n.6, p. 1308-1325, 2018.

CHUDYBA, K.; SEREGA, S. Structural fire design methods for reinforced concrete members. **Technical Transactions Civil Engineering**, Kraków, v.6, n.1-B, p. 15-36, 2013.

COELHO, T. A. P. **Avaliação da confiabilidade de seções de vigas de concreto armado em situação de incêndio**. 2018. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

COELHO, T. A. P.; DINIZ, S.M.C.; RODRIGUES, F.C.; VAN COILE, R. Reliability evaluation of concrete beams exposed to fire. ASFE 21: Applications of Structural Fire Engineering. 2021, Ljbljana, Slovenia. **Proceedings**, Ljbljana: ASFE, 2021, p. 407-412.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 724 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

COSTA, C.N.; RITA, I.A.; SILVA, V.P. Princípios do “método dos 500 °C” aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 46., 2004, Florianópolis. **Anais**. Florianópolis: IBRACON, 2004. p. 1-16

DA SILVA, O.S.P. **Cobrimento de armaduras em estruturas de concreto armado: análise comparativa entre o valor especificado em projeto e o em execução em obras da cidade de Porto Alegre**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

EAMON, C.D.; JENSEN, E. A. Reliability Analysis of RC Beams Exposed to Fire. **Journal of Structural Engineering**. V.139, n.2, p. 212-220, fev. 2013.

ELLINGWOOD, B.R. Load combination requirements for fire-resistant structural design. **Journal of fire protection engineering**. Nova Orleans, v.15, n. 1, p. 43-61, fev. 2005.

EL-REEDY, M.A. **Reinforced concrete structural reliability**. Boca Raton: CRC Press, 2013. 347 p.

ETHIOPIAN STANDARDS AGENCY. **ISO 2394**: General principles on reliability for structures. Addis Ababa, 1998.

EUROPEAN STANDARD. **EN 1992-1-2**: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Bruxelas, 2004.

FLETCHER, I. A.; WELCH, S.; TORERO, J.L.; CARVEL, R.O.; USMANI, A. The behaviour of concrete structures in fire. **Thermal Science International Scientific Journal**. V.11, n.2, p. 37-52, jan. 2007.

GOMES, H. M. **Técnicas de avaliação de confiabilidade em estruturas de concreto armado**. 2001. 220 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GOMES, H. M. **Notas de aula de confiabilidade e risco estrutural**. Porto Alegre, 2022.

HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. **Probability, reliability and statistical methods in engineering design**. Nova York: John Wiley & Sons, 2000. 304 p.

HAMUTÇUOĞLU, O.M.; SCOTT, M. Finite element reliability analysis of bridge girders considering moment-shear interaction. **Structural Safety**, v. 31, n.5, p. 356-362, set. 2009.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Bulletin 65**. Ostfildern, 2012.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code**. 2000.

JOVANOVIC, B.; VAN COILE, R.; HOPKIN, D.; KHORASANI, N. E.; LANGE, D.; GERNAY, T. Review of current practice in probabilistic structural fire engineering: permanente and live load modelling. **Fire Technology**. Nova York, v.57, n.1, p 1-30, jan. 2021.

KLEIN JUNIOR, O. **Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta**. 2011. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

KODUR, V.K.R.; DWAIKAT, M.B. Design equation for predicting fire resistance of reinforced concrete beams. **Engineering Structures**.V.33, n.2, p. 602-614, fev. 2011.

LAMALVA, K.; HOPKIN, D. **International handbook of structural fire engineering**. Cham: Springer, 2021. 529 p.

LEITE, D.D.L.; GOMES, H.M. Reliability analysis of reinforced concrete sections for ultimate limit states. In: Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), 42., 2021, Rio de Janeiro. **Proceedings**, Rio de Janeiro: CILAMCE, 2021, p. 1-7.

MELCHERS, R.E.; BECK, A.T. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 3ª Edição. Chennai: Wiley, 2018. 506 p.

NACIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY. **Technical Note 1842**: Structural Design for Fire: A Survey of Building Codes and Standards. Gaithersburg, 2014.

PACHÁS, M.A.C. **Análise Limite com otimizador de grande escala e análise de confiabilidade**. 2009. 188 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PHAN, L.T.; CARINO, N.J. Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature. **Journal of materials in civil engineering**. V.10, n.1, p. 68-64, fev. 1998.

SANTIAGO, W.C. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural**. 2019. 181 f. Tese (Doutorado em Engenharia de estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.

SANTOS, D. M; STUCCHI, F. R; BECK, A. T. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v.7, n.5, p. 723-746, 2014.

SEITO, A.I.; GILL, A.A.; PANNONI, F.D.; ONO, R.; DA SILVA, S.B.; CARLO, U.D.; SILVA, V.P. **A segurança contra incêndio no Brasil**. São Paulo: Projeto Editora, 2008. 457 p.

THAI INDUSTRIAL STANDARD. **ISO 834 – 1: Fire – Resistance Tests – Elements of Building Construction - Part 1: General Requirements**. Bangkok, 1999.

VAN COILE, R.; ANNEREL, E.; CASPEELE, R.; TAERWE, L. Full-probabilistic analysis of concrete beams during fire. **Journal of structural fire engineering**. V.4, n.3, p. 165-174, ago. 2013.

VAN COILE, R. **Reliability-based decision making for concrete elements exposed to fire**. 2015. 356 f. Thesis (PhD in Structural Engineering) – Department of Structural Engineering, Ghent University, Ghent.

WANG, Z.; QIAO, M.; ZHU, D.; HAN, Y. The reliability analysis of reinforced concrete beams under high temperature. In: International Joint Conference on Computational Science and Optimization, 3., 2010, Huangshan. **Proceedings**, Huangshan: 2010, p. 327-330.

WICKSTRÖM, U. **A very simple method for estimating temperature in fire exposed concrete structures**. Boras: Swedish National Testing Institute, 1886. 13 p.

WORLD FIRE STATISTICS: **Information bulletin of the World Fire Statistics Centre**. Geneva: The Geneva Association, n.19, 10 p., out. 2003.