



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

RAFAEL BARRETO CASTELO DA CRUZ

**O DESENVOLVIMENTO TEMPORAL DOS CRITÉRIOS
DE SEGURANÇA NO CÁLCULO ESTRUTURAL**

CAMPINAS
2021

RAFAEL BARRETO CASTELO DA CRUZ

O DESENVOLVIMENTO TEMPORAL DOS CRITÉRIOS DE SEGURANÇA NO CÁLCULO ESTRUTURAL

Dissertação de Mestrado apresentada a
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo da Unicamp, para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na área
de Estruturas e Geotécnica:

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Maria Cecilia Amorim Teixeira da Silva

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO OU TESE DEFENDIDA PELO ALUNO RAFAEL
BARRETO CASTELO DA CRUZ E ORIENTADO PELA PROF^a. DR^a.
MARIA CECILIA AMORIM TEIXEIRA DA SILVA.

ASSINATURA DA ORIENTADORA



CAMPINAS

2021

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

Cruz, Rafael Barreto Castelo da, 1984-

C889d O Desenvolvimento temporal dos critérios de segurança no cálculo estrutural / Rafael Barreto Castelo da Cruz. – Campinas, SP : [s.n.], 2021.

Orientador: Maria Cecilia Amorim Teixeira da Silva.

Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1 Engenharia de estruturas. 2. Estabilidade estrutural. 3. Integridade estrutural. 4. Confiabilidade (Engenharia). Silva, Maria Cecilia Amorim Teixeira da, 1955-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: The temporal development of safety criteria in structural calculation

Palavras-chave em inglês:

Structural engineering

Structural integrity

Reliability (Engineering)

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Maria Cecilia Amorim Teixeira da Silva [Orientador]

Nilson Tadeu Mascia

Carla Neves Costa

Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho

Data de defesa: 08-04-2021

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <http://orcid.org/0000-0001-5516-8239>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/3866185430150682>

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**O DESENVOLVIMENTO TEMPORAL DOS CRITÉRIOS DE
SEGURANÇA NO CÁLCULO ESTRUTURAL**

Rafael Barreto Castelo da Cruz

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Profª Drª. Maria Cecilia Amorim Teixeira da Silva
Orientadora / FEC-UNICAMP**

**Profª Drº.. Nilson Tadeu Mascia
Presidente / FEC-UNICAMP**

**Profª Drª. Carla Neves Costa
FEC-UNICAMP**

**Profª Drª. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho
PUC/Campinas**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 08 de Abril de 2021

AGRADECIMENTOS

Ao Grande Arquiteto do Universo, por me dar força e energia para que essa desafiadora pesquisa saísse de uma conjectura e se tornasse realidade.

A minha Orientadora, Prof.^a. Dr.^a. Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva – cuja enorme inteligência, sabedoria, paciência, orientação, e humildade são ímpares –, pela oportunidade e acolhida. Manifesto minha mais profunda gratidão e eterna admiração.

Aos Professores do programa, cada um deles contribui significativamente para a expansão de horizontes de conhecimento, em especial ao Professor Dr^o. Nilson Tadeu Mascia, cuja paciência, dedicação e apoio no equacionamento do trabalho foram fundamentais para a conclusão- sempre de forma profícua e proativa dispôs do seu tempo para contribuir com esta pesquisa. Também manifesto agradecimento ao Professor Dr^o. Luiz Carlos Marcos Vieira Junior que com prontidão e paciência ajudou em diversos momentos complexos da pesquisa e forneceu insumo teóricos valiosíssimos que descortinaram um mundo novo da confiabilidade estrutural.

À Universidade de Estadual de Campinas, à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo e particularmente ao Departamento de Estruturas, por criar os caminhos e os meios para que esta pesquisa se realizasse.

Agradeço ao Centro Universitário da FEI pelo apoio institucional, a concessão do espaço físico e do apoio recebido no procedimento experimental, ressaltando-se que o conteúdo deste trabalho e sua respectiva divulgação/publicação é de minha exclusiva responsabilidade, e que as opiniões, declarações, conclusões e as recomendações manifestadas no presente trabalho não refletem obrigatoriamente a posição da FEI.

Dedico aqui um espaço especial para agradecer meu mais fiel e presente amigo, Luciano Ferreira dos Santos, cujas reflexões amadureceram inúmeras percepções minhas. Agradeço pela amizade, pareceria, gentileza, dedicação, e todo apoio que sempre demonstrou na minha vida pessoal e profissional, é um amigo para todas as vidas – sem ele isso não seria possível.

Aos meus familiares, em especial meus pais, Antônio e Elza, que em sua simplicidade sempre me apoiaram e entenderam os inúmeros dias de ausência e os finais de semana dedicados ao trabalho, além de sempre me ajudarem incondicionalmente, tanto quanto meus queridos irmãos Vivian e Ricardo.

E a tantos outros que também contribuíram para que este trabalho fosse realizado, alguns ajudando diretamente nas discussões, opiniões e revisões sobre os vários temas tratados, outros de forma indireta, nos seminários, congressos, simpósios e palestras que sempre enriqueceram o meu repertório e, conseqüentemente, o do trabalho. A todos que participam de cada detalhe da minha vida, meu profundo agradecimento. E, por fim, a minha companheira, amada e paciente, Aline, por entender os momentos de ausência e, apesar de tudo, contribuir para que este sonho se tornasse realidade. A todos, meu muito obrigado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Delineamento metodológico do trabalho	22
Figura 2 – Analogia Gráfica do Método das Tensões Admissíveis.....	34
Figura 3 - Analogia Gráfica do Método do cálculo na Ruptura	38
Figura 4 – Distribuição de Probabilidades da Resistencia R e do Solicitações S.....	42
Figura 5 - Analogia Gráfica do Método dos Estados Limites	44
Figura 6 - Ilustração do conceito estado limite	61
Figura 7 - Representação da probabilidade de falha P_{falha} e do índice de confiabilidade β	62
Figura 8 - Representação da P_{falha} associada à Média das Resistências (μ_R) e Média das Ações (μ_S) e seus respectivos desvios (σ_R e σ_S).....	63
Figura 9 – Representação gráfica do FORM.....	65
Figura 10 - Significado geométrico do índice de confiabilidade no problema com duas variáveis	72
Figura 11 - Representação esquemática do índice de confiabilidade	73
Figura 12 – Evolução temporal dos níveis de segurança	79
Figura 13 – Ilustração das versões da norma do ACI.....	83
Figura 14 - Ilustrações da NB-1 (1940)	95
Figura 15 – Evolução da norma para dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil	129
Figura 16 – Evolução dos valores normativos das tensões resistentes de concreto	138
Figura 17 – Evolução dos coeficientes de ponderação das resistências no Brasil.	138
Figura 18 – Evolução dos coeficientes de ponderação das ações no Brasil	139
Figura 19 – Evolução dos Coeficientes de Ponderação para Ações Permanentes	140
Figura 20 – Evolução dos coeficientes para as ações variáveis consideradas conjuntamente.....	141
Figura 21 - Evolução dos coeficientes para ações variáveis consideradas separadamente.....	142
Figura 22 - Elaboração das codificações europeias no CEN	144
Figura 23 – Evolução dos coeficientes de ponderação da resistência do concreto e comparação da norma brasileira com a europeia.	159

Figura 24 – Procedimento para comparação dos índices de confiabilidade obtidos por normas brasileiras e normas europeias.	168
Figura 25 – Roteiro Experimental adotado	169
Figura 26 – Detalhe dos testemunhos de concreto obtidos.....	170
Figura 27 – Detalhamento da armadura e das vigas.....	170
Figura 28 – Corpos de prova de concreto ensaiados à compressão simples.....	171
Figura 29 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)	172
Figura 30 - Diagrama retangular equivalente	173
Figura 31 – Ruptura das vigas à flexão	173
Figura 32 - Gráfico de evolução temporal do nível de segurança e do índice de confiabilidade.....	204

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Índice de Confiabilidade Alvo para o JCSS.....	58
Tabela 2 – Valores de $P_{falha} = \Phi(-\beta)$	69
Tabela 3 - Valores de $\Phi(-\beta)$ – Probabilistic Model Code (2000)	70
Tabela 4 - Fatores de Segurança recomendados pelo Manual de Engenharia de Rankine (1862).....	80
Tabela 5 - Evolução dos Fatores de Segurança e da Tensão Admissível nos E.U.A. para estruturas metálicas	91
Tabela 6 - Evolução dos fatores de segurança e tensões de escoamento para estrutura de aço ao longo do tempo	92
Tabela 7 - Tensões admissíveis à compressão em peças curtas estabelecidas por diversas normas brasileiras.....	93
Tabela 8 - Tensão de compressão limite para o concreto segundo a NB-1-40	99
Tabela 9 – Tensões admissíveis para o Aço segundo NB-1-40	100
Tabela 10 - Coeficientes de segurança aplicados às ações para o cálculo na ruptura segundo a NB-1 – 60	101
Tabela 11 - Tensões admissíveis segundo a NB-1 – 60.....	102
Tabela 12 - Coeficientes de ponderação aplicado as resistências no concreto segundo a NBR 6118 -1980.....	104
Tabela 13 - Coeficientes de ponderação aplicado as resistências no aço segundo a NBR 6118-1980.....	105
Tabela 14. Comparativo entre as revisões da NB-1 de 1960 e 1978.....	106
Tabela 15 – Valores do coeficiente γ_{f2}	110
Tabela 16 - Coeficientes de ponderação para ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	111
Tabela 17 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências na NBR 6118-2003	114
Tabela 18- Comparativo entre as revisões da NBR 6118 de 1980 e 2003.	114
Tabela 19 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede	117
Tabela 20 - Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço	117
Tabela 21 - Comparativo entre as revisões da NBR 6118 de 2003 e 2014	118
Tabela 22 – Combinações Últimas	122
Tabela 23 – Combinações de Serviço	123

Tabela 24 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas separadamente γg	125
Tabela 25 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas conjuntamente γg	126
Tabela 26 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas separadamente γq	126
Tabela 27 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente γq	127
Tabela 28 - Coeficientes de ponderação para ações γ_{f2} segundo a NBR 6118 -2003 influenciados pela NBR 8681-2004	128
Tabela 29 - Quadro comparativo com todas as versões da norma.....	137
Tabela 30 - Coeficientes parciais aplicados às ações segundo o Eurocode 1 – 1991	146
Tabela 31 - Valores Básicos dos coeficientes parciais das ações γf	150
Tabela 32 - Combinações últimas de projeto das ações	151
Tabela 33 - Valores recomendados do coeficiente ψ	152
Tabela 34 - Valores de projeto das ações para as combinações de serviço	153
Tabela 35 - Coeficientes de ponderação para o estado limite último.....	156
Tabela 36 - Coeficiente das ações variáveis em edifícios	157
Tabela 37 - Comparação entre os coeficientes de ponderação.....	157
Tabela 38 – Resumo das revisões da NBR 6118 de 1940 a 2014 e do Eurocode. 158	
Tabela 39 – Resistência a compressão dos corpos de prova f_c	176
Tabela 40 – Momentos Solicitantes M_s	177
Tabela 41 – Parâmetros estatísticos para análise da confiabilidade	178
Tabela 42 – Resumo comparativo da confiabilidade obtida para o estudo de caso, considerando os documentos normativos	201
Tabela 43 – Cálculo do nível de segurança dos documentos normativos	201

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Incertezas possíveis no elemento estrutural.....	48
Quadro 2 - Evolução da Análise da Segurança das Estruturas.....	51
Quadro 3 – Comparação de Níveis de Verificação e Parâmetros Associados	57
Quadro 4 – Regulações para dimensionamento de estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX	88
Quadro 5 – Coeficientes de segurança e tensões admissíveis nos documentos reguladores na primeira metade do século XX.....	90
Quadro 6 – Delineamento dos coeficientes de ponderação das ações γ_f	109
Quadro 7 – Delineamento dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	113
Quadro 8 – Evolução Temporal das tensões resistentes para o concreto armado no Brasil	131
Quadro 9 – Evolução da filosofia de verificação da segurança em projeto, adotada para concreto armado no Brasil	131
Quadro 10 - Evolução temporal dos coeficientes de minoração das resistências no Brasil para o concreto γ_c	132
Quadro 11 – Evolução dos coeficientes de ponderação das ações no Brasil γ_{ge} γ_q	133
Quadro 12 – Evolução dos coeficientes de ponderação nas ações para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente	134
Quadro 13 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações para os Estados Limites Últimos considerando as ações conjuntamente	135
Quadro 14 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente - Caso 1	136
Quadro 15 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente - Caso 2	136
Quadro 16 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites considerando as ações separadamente - Caso 3	136
Quadro 17 – Codificação e Abordagem dos Eurocodes.....	145
Quadro 18 – Desenvolvimento Histórico da segurança das estruturas x normas ..	165

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ABCP- Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute

AFNOR - Association Française de Normalisation

AFOSM - Advanced First-Order Second Moment

AISC - American Institute of Steel Construction

ANSI - American National Standards Institute

ASD - Allowable Stress Design

ASTM - American Society for Testing and Materials

CEB - Comité Européen du Béton

CSA - Canadian Standard Association

CSI - Construction Specifications Institute

CSC - Construction Specifications Canada

DIN - Deutsche Industrie Normen

Eurocode - European Committee for Standardizations

FIB - Federation Internationale du Béton

FIP - Fédération Internationale de la Précontrainte

FORM - First-Order Reliability Methods

FOSM - First Order Second Moment

ISO - International Organization for Standardization

JCSS - Joint Committee on Structural Safety

LRFD - Load and Resistance Factors Design

LSD - Limit State Design

MVFOSM - Mean Value First Order Second Moment

NB – Norma Brasileira

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

SORM - Second-Order Reliability Methods

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_{adm} - tensão admissível [F/A]

σ_r - tensão limite de ruptura [F/A]

σ_R – tensão resistente última do material [F/A]

$\sigma_{(g+q)}$ - tensões totais das solicitações permanentes (g) e variáveis (q) [F/A]

γ_i - coeficiente de segurança interno

γ_e - coeficiente de segurança externo

γ_f - coeficiente de majoração

γ_m - coeficiente de minoração

μ_i - média de cada variável X_i

μ_R - média das resistências [F/A]

μ_S - média das solicitações [F/A]

μ_G - média da margem de segurança [F/A]

σ_R - desvio-padrão das resistências

σ_S - desvio-padrão das solicitações

σ_G - desvio-padrão da margem de segurança

σ_i - desvio padrão de cada variável X_i

J_{xy} - jacobiano das variáveis X em relação às variáveis Y

β - índice de confiabilidade

Φ - função de distribuição acumulada para variável normal reduzida.

$f(G)$ - função de estado limite

P_f - probabilidade de falha

FS - fator de segurança

G - margem de segurança

R_m - resistências médias

R_n - resistência normal de uma estrutura

R_k - resistência característica de uma estrutura incorporando sua distribuição probabilística.

S_m - solicitações médias

S_{ni} - representa a i -ésima solicitação

S_{ki} - representa a solicitação característica da i -ésima ação.

RESUMO

O dimensionamento de uma estrutura é realizado sob condições de incertezas, por um lado devido ao comportamento das ações, por outro devido ao comportamento das resistências dos materiais que a compõem. Resumidamente, as estruturas foram, e ainda são dimensionadas para resistir a ações maiores do que as realmente esperadas, e possuem resistências maiores do que as previstas. Constatou-se que há dificuldades na obtenção de dados estatísticos suficientes que permitam uma análise probabilística detalhada. Assim, é comum a adoção de um método que decorre do estabelecimento de patamares denominados estados limites em que a estrutura deixa de cumprir suas funções. O objetivo desta pesquisa é investigar, com enfoque analítico e temporal, os coeficientes parciais de segurança estrutural a partir da ótica da confiabilidade estrutural. O resultado desta pesquisa apresenta o desenvolvimento temporal dos critérios de segurança no cálculo estrutural. A análise permite identificar a evolução dos estudos de confiabilidade estrutural, verificando sua correlação temporal com o estabelecimento de especificações normativas sobre a majoração das ações e a minoração das resistências para a segurança estrutural. Além do levantamento do estado-da-arte para determinar a evolução dos parâmetros de segurança, é apresentada uma síntese das normas nacionais e internacionais que correlacionam os critérios de segurança com a Teoria da Confiabilidade. Foi realizado também um estudo de caso que verifica a influência dos critérios de segurança no dimensionamento de uma viga de concreto submetida à flexão simples. Os índices de confiabilidade resultantes foram avaliados e comparados a valores encontrados na bibliografia corrente. Dessa análise comparativa foi possível concluir que os níveis de segurança das estruturas sofreram importante redução entre as décadas de 60 e 80, porém a partir da década de 80 notam-se tímidos avanços.

Palavras-chave: Coeficientes Parciais de Segurança, Confiabilidade Estrutural, Segurança Estrutural.

ABSTRACT

The design of a structure is carried out under conditions of uncertainty, on the one hand due to the behavior of actions, and on the other due to the strength behavior of the materials that compose it. In short, the structures were, and still are, designed to resist actions greater than those actually expected, and to have greater strengths than anticipated. It was found that there are difficulties in obtaining sufficient statistical data to allow a detailed probabilistic analysis. Thus, it is common to adopt a method that results in the establishment of limit states in which the structure ceases to perform its functions. The objective of this research is to investigate, with an analytical and temporal approach, the partial structural safety factors from the perspective of structural reliability. The result of this study is to present the temporal development of safety criteria in structural calculation. The analysis allows us to identify the evolution of structural reliability studies, verifying its temporal correlation with the establishment of standard specifications about the increase of loads and the decrease of strengths for structural safety. In addition to the state-of-the-art survey to determine the evolution of safety parameters, a summary of national and international standards that correlate safety criteria with Reliability Theory is presented. A case study was also performed to verify the influence of the safety criteria in the design of a concrete beam subjected to axial bending. The resulting reliability indices were evaluated, and compared to values found in the current literature. From this comparative analysis, it was possible to conclude that the safety levels of the structures suffered an important reduction between the 60s and the 80s, but from the 80s on there has been a slight improvement.

Keywords: Partial Safety Factors, Structural Reliability, Structural Safety.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	20
1.2	METODOLOGIA.....	21
1.3	ORGANIZAÇÃO METODOLÓGICA DA PESQUISA	22
2	PARTE A: ESTADO-DA-ARTE SOBRE CONFIABILIDADE COM ENFOQUE NA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS	26
2.1	MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	32
2.1.1	Método das Tensões Admissíveis	32
2.1.2	Método do Cálculo na Ruptura	36
2.1.3	Métodos dos Estados Limites	39
2.1.3.1	Procedimentos de Projeto para o Método dos Estados Limites	45
2.1.4	Análise crítica dos métodos de verificação de segurança.....	46
2.2	CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	52
2.2.1	Pressupostos de cálculo da confiabilidade estrutural.....	60
2.2.2	First-Order Reliability Methods (FORM).....	64
2.2.2.1	First-Order Second-Moment Method (FOSM).....	65
2.2.2.2	Desdobramento do FOSM para o cálculo da Probabilidade de Falha.....	67
2.2.2.3	Advanced First-Order Second-Moment Method (AFOSM).....	70
2.2.3	Second Order Reliability Method – SORM.....	73
2.2.4	Associação da confiabilidade com os coeficientes parciais de segurança	73
3	PARTE B: ESTADO-DA-ARTE SOBRE O DESENVOLVIMENTO DAS NORMAS ASSOCIADAS À SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS NO BRASIL E NA EUROPA.....	77
3.1	TECNOLOGIA DO CONCRETO E EVOLUÇÃO DE NORMAS ASSOCIADAS À SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS	85
3.2	EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS NORMAS ASSOCIADAS A SEGURANÇA NO BRASIL	93
3.2.1	Síntese da evolução temporal das normas para Concreto Armado no Brasil....	94
3.2.1.1	NB-1 - Década de 40	97
3.2.1.2	NB-1- Década de 60	100
3.2.1.3	NBR 6118 - Década de 80 (1978 -1980).....	102
3.2.1.4	NBR 6118 – 2003	106
3.2.1.5	NBR 6118 – 2014	115
3.2.2	Considerações sobre a norma NBR 8681.....	118
3.2.2.1	Coeficientes especificados pela NBR 8681 para as ações.....	123

3.3	EVOLUÇÃO DAS NORMAS E DOS COEFICIENTES ASSOCIADOS ÀS AÇÕES E ÀS RESISTÊNCIAS PARA O CONCRETO ARMADO NO BRASIL	128
3.3.1	Diagramas temporais de evolução da segurança estrutural normatizada no Brasil	137
3.4	EVOLUÇÃO TEMPORAL DAS NORMAS EUROPEIAS ASSOCIADAS À SEGURANÇA	142
3.4.1	Eurocode 0: Bases de dimensionamento estrutural - EN 1990	147
3.4.1.1	Método dos Coeficientes Parciais	149
3.4.1.2	Combinações últimas.....	150
3.4.1.3	Combinações de serviço.....	152
3.4.2	Eurocode 2: Projeto de estruturas de concreto - EN 1992	153
3.4.2.1	Considerações sobre o concreto e o aço	156
3.4.3	Comparação com a norma brasileira	156
4	PARTE C: ANÁLISE DE CAUSA EFEITO DA INTRODUÇÃO DA TEORIA DA CONFIABILIDADE NOS DOCUMENTOS NORMATIVOS	160
5	PARTE D: ESTUDO DE CASO.....	169
5.1	CÁLCULO DOS ÍNDICES DE CONFIABILIDADE PARA AS AMOSTRAS	179
5.1.1	Cálculo dos índices de confiabilidade para os valores experimentais	180
5.1.2	Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com a inserção dos coeficientes parciais da NB -1-1940.....	181
5.1.2.1	Cálculo para o concreto dosado empiricamente	181
5.1.2.2	Cálculo para o concreto dosado racionalmente	183
5.1.3	Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NB -1-1960.....	184
5.1.3.1	Cálculo para o controle de execução regular	184
5.1.3.2	Cálculo para o controle de execução razoável.....	185
5.1.3.3	Cálculo para o controle de execução rigoroso	186
5.1.4	Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NBR 6118 – 1980.....	187
5.1.4.1	Cálculo para condições de execução desfavoráveis	188
5.1.4.1.1	Cálculo para obra de alta importância.....	188
5.1.4.1.2	Cálculo para obra de baixa importância.....	189
5.1.4.2	Cálculo para condições de execução gerais	190
5.1.4.2.1	Cálculo para obra de alta importância.....	190
5.1.4.2.2	Cálculo para obra de baixa importância.....	191
5.1.4.3	Cálculo para condições de execução rigorosa ou favoráveis	192
5.1.4.3.1	Cálculo para obra de alta importância.....	192

5.1.4.3.2	Cálculo para obra de baixa importância.....	193
5.1.5	Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NBR 6118 – 2003 e 2014	194
5.1.5.1	Cálculo para a combinação última normal	195
5.1.5.2	Cálculo para combinação última especial ou de construção	196
5.1.5.3	Cálculo para combinação última excepcional.....	197
5.1.6	Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da Eurocode.....	198
5.1.6.1	Cálculo para situações permanentes ou transitórias.....	198
5.1.6.2	Cálculo para situações acidentais.....	199
5.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS	200
6	CONCLUSÕES.....	203
	REFERÊNCIAS	207

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de uma estrutura é realizado sob condições incertas, por um lado devido ao comportamento das ações, por outro devido ao comportamento da resistência de cada um dos materiais que a compõem.

Sendo assim, se o dimensionamento busca uma situação em que a estrutura seja capaz de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la, é também incessante a busca por uma situação de segurança com máxima economia possível. Zagottis (1981) e Fernandes (1997) ressaltam que é o dimensionamento um desafio que os construtores enfrentam desde antiguidade, de modo que sua solução não é trivial.

Assim, ancorados nos seculares conceitos de resistência dos materiais, e nas bases da teoria do concreto armado, engenheiros elaboraram e propuseram documentos normativos para padronizar a segurança das estruturas em função de determinados critérios. Nesses documentos, que hoje são conhecidos por normas, são apresentados parâmetros e procedimentos que auxiliam na quantificação da segurança de uma estrutura.

Objetivamente, os critérios de segurança nos métodos de cálculo são tratados de duas formas: i) quando os parâmetros que servem de base para o cálculo possuem valores fixos e consideram-se valores nominais fixos para as ações e resistências; e ii) quando os parâmetros que servem de base para o cálculo são associados a variáveis aleatórias.

No primeiro caso, denominado método determinístico, adota-se um coeficiente de segurança como a razão entre as ações e as resistências. No segundo caso, denominado método probabilístico, o coeficiente de segurança é função do grau de variabilidade das ações e das resistências, incluindo as incertezas que culminam na probabilidade de falha da estrutura.

As normas técnicas são responsáveis por determinar as exigências inerentes aos critérios de segurança, ponderados por coeficientes específicos. O papel das normas é, portanto, garantir a segurança de todas as estruturas, projetadas sob sua jurisdição, incorporando algumas incertezas das ações e das resistências.

Nova (2017) sugere que os coeficientes parciais de segurança podem ser calibrados de tal forma que se possa otimizar o projeto da estrutura, mantendo-se ainda uma margem de segurança adequada. Além disso, parâmetros de cálculo, fornecidos pelas normas, padronizam as características que envolvem cada tipo de estrutura, sob a ótica de garantia da segurança.

Não obstante, há um consenso na literatura que a calibração dos coeficientes, utilizando-se uma abordagem probabilística, somente será aplicada em projetos de engenharia se for suficientemente clara e objetiva. É válido ressaltar que toda estrutura, durante sua vida útil, tem que atender aos requisitos de serviço (manter-se em condições apropriadas de acordo com sua função), segurança (suportar carregamentos esporádicos e repetitivos sem falhar) e robustez (não sofrer severos danos em casos de incêndio, explosões entre outros), conforme ressalta Beck (2016).

Autores como Stewart (1996), Bartlett e MacGregor (1997), Bartlett (2001), Kruguer (2008), Coelho (2011), Tramontini (2016) e Badimunena (2017) apontam que alguns dos coeficientes previstos nas normas não seguem um delineamento claro quanto à sua determinação e que um caminho para justificar a previsão dos mesmos pode estar associado a alguns conceitos de análise matemática, seja ela determinística ou probabilística.

Neste contexto, a abordagem desta pesquisa é investigar, com enfoque analítico e temporal, os coeficientes parciais de segurança estrutural a partir da ótica de confiabilidade estrutural.

O trabalho permite identificar a evolução dos estudos de confiabilidade estrutural, verificando sua correlação temporal com o estabelecimento de especificações normativas sobre a majoração das ações e a minoração das resistências para garantir a segurança estrutural. A hipótese de trabalho é que a evolução dos coeficientes parciais alterou ao longo do tempo a probabilidade de falha das estruturas e que esses coeficientes podem ser explicados quando correlacionados ao índice de confiabilidade alvo.

1.1 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é investigar, com enfoque analítico e temporal, os coeficientes parciais de segurança estrutural a partir da ótica de confiabilidade

estrutural. De forma sucinta, é apresentado o desenvolvimento temporal dos critérios de segurança no cálculo estrutural.

Para esta proposição também são relevantes os objetivos específicos: i) abordar e descrever a evolução dos códigos e normas sobre segurança estrutural; ii) apresentar e descrever a evolução dos estudos de confiabilidade; e iii) desenvolver uma linha do tempo, associando os coeficientes de ponderação especificados nas normas aos respectivos índices de confiabilidade.

Embora, para justificar e analisar a segurança das estruturas de forma genérica, possam ser explorados alguns coeficientes parciais associados a outros materiais como aço e madeira, o foco deste trabalho é avaliação da segurança em estruturas de concreto armado, particularmente quando solicitadas à flexão simples.

1.2 Metodologia

Visando atender aos objetivos desta pesquisa, este trabalho foi realizado de forma exploratória, com pesquisa bibliográfica e documental associada a um estudo de caso experimental relativo ao dimensionamento de uma viga de concreto armado submetida à flexão simples.

A pesquisa bibliográfica foi realizada em dois domínios: i) o levantamento do estado-da-arte sobre o desenvolvimento das normas associadas à segurança das estruturas no Brasil e na Europa, para identificar os fatores de segurança e os coeficientes parciais de majoração de ações e minoração das resistências; e ii) o levantamento do estado-da-arte dos estudos sobre confiabilidade com enfoque na segurança das estruturas.

Os coeficientes parciais podem ser avaliados sob a abordagem probabilística, particularmente sob o viés da confiabilidade. Assim os coeficientes parciais estão relacionados a um índice de confiabilidade que, por sua vez, também se relaciona com uma certa probabilidade de falha das estruturas e, assim, os coeficientes parciais normalizados podem ser analisados de forma probabilística ao longo do tempo, conforme apresentado na figura 1.

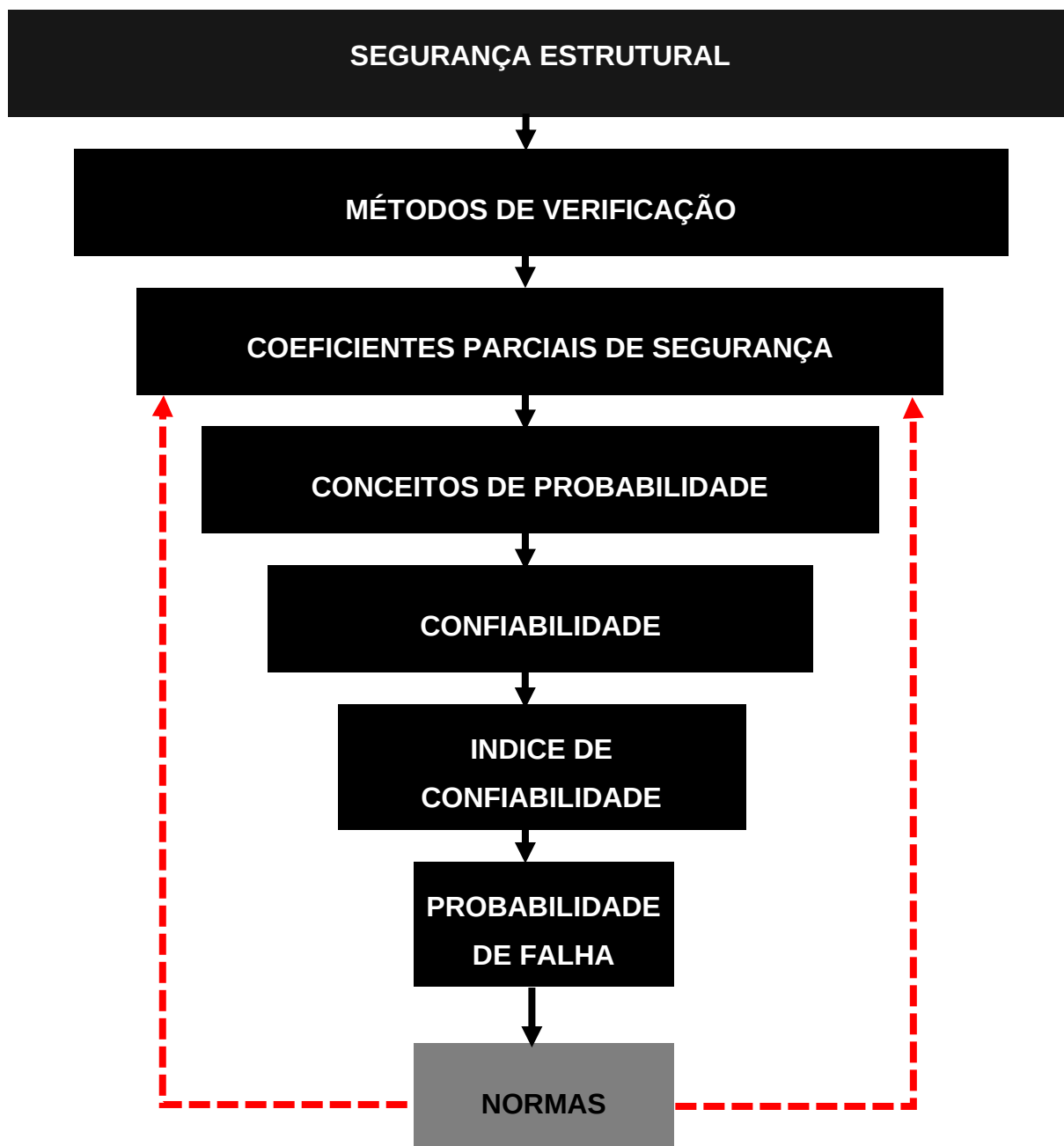


Figura 1 - Delineamento metodológico do trabalho
Fonte: O Autor (2021).

1.3 Organização metodológica da pesquisa

A pesquisa tem como foco principal a descrição de causa e efeito entre a Teoria da Confiabilidade e os coeficientes parciais de segurança e foi organizada em quatro partes.

Parte A – Estado-da-arte dos estudos sobre Confiabilidade com enfoque na segurança das estruturas.

Esta parte, realizada de forma exploratória, reúne documentos, artigos científicos publicados em bases indexadas e livros, com as palavras-chave: i) Teoria da Confiabilidade; ii) Confiabilidade Estrutural; iii) Análise Probabilística em Segurança Estrutural; e iv) Estados Limites e Segurança.

Esta revisão objetiva extrair: i) as variáveis de entrada e saída nos métodos de verificação de segurança estrutural; e ii) as características matemáticas dos métodos de verificação de segurança estrutural.

Também são apresentados e analisados os índices de confiabilidade indicados para cada método, com vistas à segurança de estruturas de concreto armado, distribuídos em uma linha do tempo incluindo-se, quando pertinente, diagrama e matriz de causa e efeito no contexto para o qual foram propostos.

Parte B – Estado-da-arte sobre o desenvolvimento das normas associadas à segurança das estruturas no Brasil e na Europa

Esta parte, realizada de forma exploratória, reuniu documentos e normas editados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pelo comitê *European Committee for Standardizations* (Eurocode).

Foram identificadas as etapas do processo de elaboração e atualização destas normas, tendo como enfoque o cenário e o contexto temporal em que foram atualizadas ou desenvolvidas, os atores que participaram deste processo, bem como as premissas e os objetivos intrínsecos ao mesmo.

Parte C – Análise de causa e efeito da introdução da Teoria da Confiabilidade nos documentos normativos.

Com os resultados das Parte A e B, construiu-se o percurso da segurança estrutural associada à Teoria da Confiabilidade. Tem-se como pressuposto que os métodos determinísticos foram precursores dos métodos semiprobabilísticos, nos quais os coeficientes parciais aplicados a ações e resistências foram estabelecidos.

O trabalho buscou desenvolver uma análise crítica da conexão destes coeficientes parciais com modelos probabilísticos através de diagrama de causa e efeito em linha temporal, verificando se, na evolução das análises probabilísticas ou de confiabilidade estrutural, os índices de confiabilidade possuem uma trajetória mais arrojada ou mais conservadora, e ainda, se esses comportamentos refletem nos documentos normativos.

Parte D – Avaliação do desempenho estrutural por meio de um estudo de caso, tomando como base a capacidade resistente de um elemento estrutural analisado.

Nesta etapa, foram produzidos 32 corpos de prova de concreto (1 para cada betonada) para, de forma experimental realizar a determinação da resistência à compressão do concreto, f_c . Para a produção do concreto foram adotados: um único tipo de cimento CII E – 32, areia natural, e um único tipo de aditivo plastificante composto por policarboxilato. Foram considerados abatimento de 140 mm e Classe de Agressividade II, conforme NBR 6118/2014, que define a relação água cimento $\leq 0,60$ e resistência à compressão mínima ≥ 25 MPa.

Para cada betonada, foram moldadas duas vigas de concreto armado, sendo moldadas, portanto, sessenta e quatro vigas, das quais um lote de 32 vigas foi adensado manualmente e o outro – de mesma quantidade – foi adensado com vibrador de imersão, com a finalidade de avaliar momentos resistentes aos 28 dias.

Para cada corpo de prova cilíndrico, foi anotada a resistência à compressão obtida no ensaio de compressão simples e, para cada viga, foi anotada a carga de ruptura da viga à flexão simples, e calculado o respectivo momento de ruptura da seção transversal.

Para a análise de confiabilidade, foram adotadas: a resistência à compressão do concreto ($f_c = f_{cd}$) obtida a partir do ensaio de compressão dos corpos de prova (variável probabilística) e a tensão de escoamento do aço ($f_y = \sigma_{sd}$), tomada como variável determinística, gerando os correspondentes valores do momento resistente último da seção transversal (M_{ud}) para as vigas. Foi desprezada a colaboração da resistência à tração do concreto.

As cargas de ruptura de cada viga, no Estádio III, foram utilizadas para determinar os valores dos momentos resistentes das vigas com adensamento mecânico e com adensamento manual.

Subsequentemente, foram inseridos os parâmetros de segurança conforme as especificações de cada norma em cada período, e foi avaliada a influência dos coeficientes de segurança nos índices de confiabilidade resultantes, comparando-os com os valores identificados na bibliografia corrente.

2 PARTE A: ESTADO-DA-ARTE SOBRE CONFIABILIDADE COM ENFOQUE NA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

No projeto de uma estrutura, desde as mais simples até as mais complexas, é inerente ao dimensionamento a preocupação de que a economia e a segurança caminhem juntas para o bom desempenho e funcionamento dos elementos estruturais.

Dessa maneira fez-se necessário determinar aspectos de eficiência para as estruturas. Estes aspectos, que podem ser analisados qualitativamente e quantitativamente, devem assegurar, em síntese, que a estrutura se apresente resistente, estável e duradoura por toda sua vida útil.

O aspecto qualitativo é quase uma percepção visual e sensorial da obra construída, e permite que se verifique se a estrutura é segura e capaz de suportar, sem alterações, as ações que vierem solicitá-la. Durante um período, desde a fase de construção até o final de sua vida útil, as estruturas não devem apresentar deformações ou deslocamentos excessivos, trincas, perdas de equilíbrio, colapso ou ruína.

Já o aspecto quantitativo tem o objetivo de quantificar a segurança introduzida na estrutura com vistas a traduzir numericamente os aspectos qualitativos.

Para a quantificação da segurança, ao longo do tempo, foram desenvolvidos e aperfeiçoados diversos métodos com base em teorias e modelos matemáticos. Na antiguidade foi aplicado o que poderia ser chamando de método indutivo, que consistia em construir com base na intuição do construtor, que poderia ser uma habilidade inata, ou condicionada a sucessivos casos de sucesso de construções similares já executadas ou observadas. Provavelmente, ao se analisar hoje estas construções, é possível dizer que seriam consideradas antieconômicas.

Até meados do século XVIII, excetuando-se casos isolados e experiências individuais, pode-se dizer que praticamente todas as construções foram baseadas na experiência dos seus executores. A partir da segunda metade do século XVIII, teve início a Revolução Industrial com o surgimento da metalurgia, da siderurgia e da técnica de preparo e execução de estruturas de concreto armado e protendido. Essas

novas descobertas levaram a uma rápida urbanização e a uma consequente disseminação da *aedificium expertise*, ou seja, da perícia de construir.

Nesse vibrante período histórico começaram a ser desenvolvidas, e aplicadas, teorias quantitativas para avaliar o comportamento dos materiais estruturais. Estas teorias com enfoque analítico e numérico, buscaram determinar os esforços internos, as deformações e os deslocamentos em uma dada estrutura com certo grau de realismo. Paralelamente, houve o desenvolvimento de métodos experimentais, que na realidade são a tradução da experiência indutiva em menor escala, e com um rigor metodológico na repetição das experiências.

A aplicação de métodos experimentais permitiu determinar, com maior grau de precisão, o comportamento dos materiais, tanto na determinação dos esforços internos, como na definição de critérios de resistência. Assim o método experimental permitiu a verificação das então teorias analíticas e numéricas desenvolvidas.

Cabe lembrar que todas essas teorias são baseadas em um roteiro hipotético-dedutivo de que uma estrutura possua comportamento determinístico, ou seja, que uma mesma estrutura, com as mesmas vinculações e carregamentos, possa ser repetida diversas vezes e apresente as mesmas respostas, ou seja, as mesmas solicitações e os mesmos deslocamentos.

Contudo, é difícil, ou mesmo impossível, realizar vários ensaios para conhecer o comportamento real e em uso de uma dada estrutura. Assim é imperativo definir critérios que levem em conta possíveis erros cometidos no estudo analítico, ou numérico, de apenas um modelo.

Observa-se que, da indução aos métodos experimentais, incluindo-se as contribuições da mecânica das estruturas - relativas ao comportamento dos materiais, à determinação dos esforços, e aos critérios de segurança - há um crescente aprimoramento dos métodos de cálculo para verificação da segurança estrutural. Ainda assim, fica estabelecida a necessidade de introdução de fatores de correção nas variáveis que participam do dimensionamento de uma estrutura e de como quantificá-los. Esses fatores são denominados coeficientes de ponderação.

Os coeficientes de ponderação para as ações e para a resistência atuam de tal forma que as ações nominais são majoradas, as resistências nominais são minoradas, e a segurança é garantida se a resistência minorada for maior ou igual às ações majoradas. É possível dizer que o procedimento usual de projeto de estruturas utiliza coeficientes de ponderação, ou coeficientes parciais de segurança, como forma de tradução das incertezas nas ações e na resistência das estruturas.

Ang e Tang (1975) afirmam que critérios de segurança no cálculo estrutural foram definidos com base em julgamentos subjetivos. Com o aporte de ferramentas probabilísticas e métodos de simulação, passou a ser possível uma melhor definição dos critérios de segurança. Os autores ainda reforçam que há dificuldade na obtenção de dados estatísticos suficientes que permitam uma elaboração probabilística profunda. Assim, é comum a adoção de um método decorrente do estabelecimento de patamares em que a estrutura deixa de cumprir suas funções, denominados estados limites.

Segundo McGregor (1976), a decisão de adotar coeficientes de ponderação comuns para todos os materiais é uma tentativa de alcançar níveis uniformes de segurança, de unificar e simplificar o projeto estrutural, o que é uma característica dos métodos determinísticos, sendo que, a partir da década de 60, os aspectos de segurança tiveram os procedimentos refinados quando os denominados fatores ϕ foram desenvolvidos para estimar os fatores de ponderação das ações e das resistências. O autor ressalta que, para um determinado estado limite do material, o coeficiente ϕ não deverá depender da combinação das ações. Embora referidos às vezes como coeficientes do material, os coeficientes ϕ também devem considerar outras contribuições para a variabilidade da resistência e não somente para a variação da resistência mecânica do material.

Beeby (1994), levando em conta a adoção dos fatores γ na maioria dos códigos europeus, faz um histórico da aplicação desses fatores no método dos estados limites e comenta que, apesar do aparente sucesso, a validade e a adequação dessas parametrizações continuam em debate. Ainda atual, mesmo depois de duas décadas, a proposição do autor diz respeito a como estabelecer aproximações que garantam a segurança da estrutura com economia e racionalidade, mantendo-se condições aceitáveis dos níveis de confiabilidade.

Segundo Beeby (1994) e Ditlevsen e Madsen (1996), não há questionamentos quanto à flexibilidade e a universalidade da aplicação dos métodos dos estados limites com coeficientes parciais. Os autores apontam que esse método pode ser adaptado para usos não padronizados e pode ser utilizado convenientemente para diferentes sistemas estruturais.

Bernardo (1999) afirmava, no final da década de 90, que diferentes métodos probabilísticos formais foram desenvolvidos e que, naquele momento, a opinião dominante era de que o cálculo probabilístico seria a base estatística mais conveniente para a estimativa da confiabilidade das estruturas, e, conseqüentemente, para a avaliação da segurança.

Beeby (1994) e Bernardo (1999) sugerem que o conceito de probabilidade pode ser usado para modelar a frequência de ocorrência de um evento específico, considerando-se muitas repetições sob circunstâncias controladas, e assim adaptar coeficientes parciais a cada situação específica de projeto.

Galambos (1982), Henriques (1998) e Rojas (2015) reforçam, mesmo em décadas distintas, que a análise da confiabilidade estrutural considera as flutuações aleatórias e inevitáveis das propriedades mecânicas dos materiais, das propriedades geométricas dos elementos estruturais, e das ações. Comumente, essas flutuações são associadas à frequência com que as variáveis são observadas e podem ser descritas na forma de histogramas ou curvas acumuladas, ou parametrizadas em distribuições baseadas nos dados observados. Beck (2019) traduz estas flutuações como incertezas, que podem ser classificadas em intrínsecas, em epistêmicas ou causadas por erros humanos.

Beck (2019) aponta que a incerteza intrínseca é, por natureza, aquela que faz parte dos processos envolvidos, é irreduzível, e não pode ser eliminada. Essa incerteza é conhecida por ser objetiva e previsível e está relacionada a variáveis e a fenômenos observáveis. A incerteza intrínseca pode ser: i.) física, ou seja, corresponde à aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos, biológicos e atmosféricos que rodeiam os sistemas estruturais, como por exemplo, a flutuação temporal das ações ambientais como o vento e a chuva, a variação da resistência de materiais como o concreto e o aço, e a flutuação dimensional dos elementos

estruturais como a largura e a altura das vigas. Esta incerteza pode ser reduzida a partir da coleta de um número maior de informações e de um maior controle de qualidade na produção dos materiais e dos elementos estruturais; ii.) de previsão, que ocorre na previsão de condições futuras de um processo ou sistema, dado como certo ou pouco provável.

Segundo Beck (2019), a incerteza epistêmica é aquela relacionada com o atual conhecimento sobre as variáveis, e sobre o problema em análise. A incerteza epistêmica é geralmente subjetiva e pode ser: i.) estatística, ao utilizar amostras, ou na determinação de curvas de distribuição de probabilidade de uma variável aleatória, ou na determinação de seus parâmetros e momentos¹. Por exemplo, quando a média de uma variável é determinada por sua amostra, e não por sua população, a variância do resultado corresponde a uma incerteza estatística. Ou ainda, quando um modelo de distribuição para uma variável aleatória com base em um histograma é inferido (e.g.: “essa variável segue uma distribuição normal!”), isso dá origem a uma incerteza estática; ii.) de decisão, ao assumir que um determinado evento ocorreu ou não; iii.) de modelo, que tem sua origem na representação do comportamento estrutural através de modelos simplificados; e iv.) fenomenológica que se refere ao incompleto conhecimento dos fenômenos envolvidos na vida útil de uma estrutura. Em particular a incerteza fenomenológica se manifesta devido a fenômenos ou a modos de falha não imaginados pelo projetista, e neste caso não são raros os exemplos na história da engenharia, como por exemplo a queda dos prédios do *World Trade Center*, nos ataques terroristas de 11 de setembro de 2001, após a colisão das aeronaves e o incêndio de proporções inimagináveis, ou ainda os inúmeros casos de colisões de caçambas de caminhões levantadas com passarelas.

Por fim, em relação às incertezas decorrentes de erro humano, Beck (2019) sugere que estas incertezas têm papel fundamental na segurança estrutural, são inevitáveis (e por essa razão podem ser também consideradas intrínsecas), mas podem ser reduzidas com treinamento e qualificação (por essa razão podem ser consideradas epistêmicas). A ação direta ou indireta do homem, que por imprudência,

¹ Os momentos são muito importantes em estatística para caracterizar distribuições de probabilidade. Por exemplo, a distribuição normal é caracterizada apenas pelo primeiro e pelo segundo momentos. O primeiro, o segundo, o terceiro e o quarto momentos caracterizam a tendência central, a dispersão, a assimetria e a curtose, respectivamente, de uma distribuição de probabilidades.

imperícia ou negligência, afeta de maneira indesejável o desempenho e a segurança de sistemas de engenharia, está enquadrada como erro humano. Infelizmente erros humanos possuem um caráter de imprevisibilidade, e são difíceis de se representar através de modelos.

Beck (2019) ressalta que alguns autores apontam que as incertezas podem ser absorvidas somente em dois grupos: as incertezas intrínsecas, com maior controle e previsibilidade e que, em geral, possuem distribuição normal; e as incertezas epistêmicas particularmente mais vulneráveis que, em geral, são representadas por distribuições que possuem funções de potência. Qual seja a incerteza inerente a cada situação específica de projeto, o método de dimensionamento deve absorver essa incerteza proporcionando segurança estrutural.

O método de dimensionamento, conforme Henriques (1998), deve assegurar uma margem de segurança em relação aos diferentes critérios de projeto, de acordo com o respectivo comportamento da estrutura e a probabilidade de ocorrência de determinados estados limites.

Segundo Lopes (2007), um projeto estrutural deve levar em consideração as incertezas inerentes às variáveis envolvidas, que podem ser relativas: i) à intensidade e à distribuição das cargas permanentes e acidentais; ii) às propriedades mecânicas dos materiais; iii) aos parâmetros geométricos da estrutura; e iv) aos modelos de cálculo e de análise estrutural. Tais incertezas impossibilitam que uma estrutura apresente segurança absoluta, pois uma determinada combinação de valores das variáveis pode resultar numa condição de falha.

Em análise crítica aos autores mencionados, nota-se que a multiplicidade das variáveis compõe um elemento de incerteza vinculado ao conhecimento do engenheiro em relação à estrutura. Com a inclusão desse elemento no modelo determinístico, tem-se, agora, um modelo probabilístico.

Portanto a teoria de probabilidade pode ser também interpretada como um sistema de avaliação, em que as probabilidades expressam graus de confiança em relação à ocorrência ou não de eventos.

Conclui-se que os métodos de verificação da segurança devem considerar de forma apropriada as incertezas associadas às variáveis que intervêm na caracterização das ações e das resistências, determinando assim a resposta do sistema estrutural.

2.1 Métodos de verificação da segurança

O início da engenharia estrutural é baseado na teoria da elasticidade, que data da época de Coulomb e Navier, no fim do século XVIII. Já no final do século XX, com avanços significativos na engenharia estrutural e com a disponibilidade do computador como uma ferramenta de análise, o comportamento de sistemas complexos pôde ser determinado com grande precisão para as finalidades de projeto, como apontam Zagottis (1981) e Castanheira (2004).

Conforme já descrito anteriormente, a avaliação da segurança de uma estrutura leva em conta incertezas e imprecisões relacionadas com os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento.

Entende-se que a análise da segurança de uma estrutura está relacionada à forma com a qual será introduzida a segurança no projeto e assim assumir qual o método de segurança em engenharia estrutural será adotado para identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura.

Por um lado, para assegurar o caráter econômico da estrutura, é necessário analisar os materiais e as tecnologias disponíveis para utilização, comparando os diversos custos associados. Definidos os materiais e as tecnologias deve-se aperfeiçoar o sistema estrutural buscando-se equilíbrio entre o consumo de material e a segurança do sistema. Na maioria dos projetos, são obtidos bons resultados com a padronização das dimensões dos elementos.

2.1.1 Método das Tensões Admissíveis

Considerando-se o fim do processo indutivo e o início da aplicação de teorias com enfoque analítico e numérico, ratificadas por procedimentos experimentais, tem-se a consolidação dos métodos determinísticos. O primeiro método determinístico utilizado para o dimensionamento de estruturas foi o Método das Tensões

Admissíveis, que consiste em calcular o valor da tensão para o carregamento máximo esperado e compará-lo à tensão admissível dos materiais empregados. Essa tensão admissível, por sua vez, é uma fração de alguma tensão limite, definida pelo limite do comportamento elástico-linear.

É possível afirmar que este método consiste na aplicação de conceitos da resistência dos materiais, bem como da contínua evolução da teoria da elasticidade ocorrida durante o século XIX.

A razão entre a tensão de ruptura (ou limite) e a tensão admissível é nomeada de fator de segurança. O fator de segurança, para projeto, era baseado em bom senso e experiência, tendo o papel de ajustar a possibilidade de ocorrência de valores desfavoráveis das ações, e das propriedades dos materiais, e de levar em consideração as incertezas do modelo teórico, aponta Santos (2012).

Em termos práticos, a introdução da segurança no projeto estrutural, por este método, é feita por meio de um coeficiente, representando por γ_i , e denominado coeficiente de segurança interno (também denominado, em alguns casos, de fator de segurança FS). Os valores a serem adotados para γ_i devem levar em conta a variabilidade inevitável das tensões de ruptura, ou de escoamento quando for o caso, dos materiais. Nesse método, o coeficiente γ_i também absorve, indiretamente, a variabilidade inevitável das ações.

O que se nota na prática corrente é que a determinação dos coeficientes de segurança internos é empírica, os valores são justificados pelos resultados disponíveis de estruturas concebidas. Em outras palavras, pode se dizer que esse método é uma tradução matemática e metodológica de um processo indutivo. Contudo, quanto mais dados disponíveis das estruturas projetadas e construídas, mais se pode orientar a alteração dos valores de γ_i , permitindo um progresso gradual e seguro nos critérios de projeto, de modo a atender os critérios de segurança e os aspectos econômicos com a segura minimização dos γ_i .

No método das tensões admissíveis, a filosofia de dimensionamento consiste em se calcular a tensão σ , geralmente no regime elástico para o carregamento máximo esperado e compará-la à tensão admissível σ_{adm} , que é uma fração da tensão limite de ruptura σ_R , ou de escoamento σ_e , admitida como o limite a ser atingido. A

tensão limite define o nível de tensão a partir do qual o comportamento elástico-linear não mais se aplica. Esse critério de projeto é associado ao fator de segurança (FS fator de segurança global representando genericamente o coeficiente γ_i), conforme exemplificado na inequação 1:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \left(em\ que: \sigma_{adm} = \frac{\sigma_R}{FS} \text{ ou } \sigma_{adm} = \frac{\sigma_e}{FS} \right) \quad (1)$$

Em uma síntese objetiva, de acordo com o método das tensões admissíveis, impõe-se que as tensões máximas oriundas das solicitações da estrutura não devem ultrapassar as tensões admissíveis dos materiais, que são associadas ao um fator de segurança denominado de γ_i e aplicado às tensões resistentes do material (figura 2). No método, o fator de segurança pode ser chamado de coeficiente de segurança interno (γ_i), e é sempre maior do que 1.

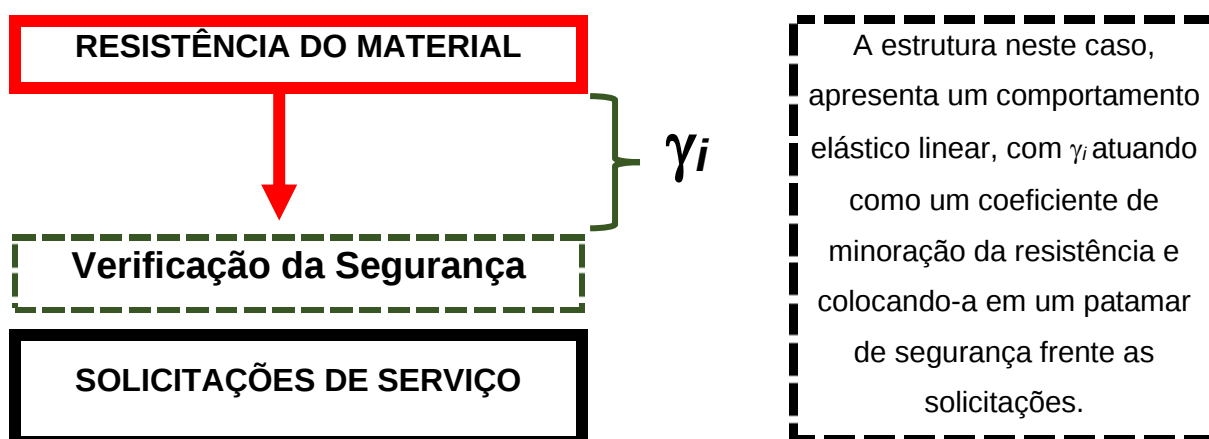


Figura 2 – Analogia Gráfica do Método das Tensões Admissíveis

Fonte: O Autor (2021).

O projeto deve prever alguma resistência adicional acima daquela que é necessária para suportar as ações de serviço, isto é, a estrutura deve ser projetada tendo em vista a possibilidade de ocorrer ações acima das previstas, contudo os fatores de segurança são aplicados somente às resistências, o que dificulta neste método a incorporação da variabilidade das ações.

Ellingwood (2000) lembra que o método de dimensionamento amplamente utilizado durante o século XX foi o método das tensões admissíveis, o qual ainda é aplicado na atualidade. Tal método teve origem há quase 100 anos, chamado de método das tensões em serviço (conhecido também como o Método das Tensões

Admissíveis - *Allowable Stress Design*, ASD, segundo o AISC) e se baseou na teoria da elasticidade, cujo início se deu na segunda metade do século XIX, quando se começou a ter o controle do cálculo estrutural na prática. Esta teoria admite a linearidade entre solicitações e resistências, assim como entre as solicitações e as deformações.

Apesar de ter sido, com o que se tem de registro atualmente, o primeiro método proposto, e não se nega sua grande utilidade na sua época e até hoje, há algumas falhas, e por essa razão algumas incertezas, principalmente incertezas epistêmicas de modelo.

Além disso, as tensões máximas calculadas ocorrem, geralmente, em um ponto e não em toda a estrutura, constituindo-se, assim, como um efeito localizado. Por exemplo, em uma viga simplesmente apoiada, com uma carga uniformemente distribuída, o momento fletor máximo ocorre na seção situada no centro do vão, gerando neste ponto as maiores tensões solicitantes. E esta situação idealizada é aquela que caracterizará um esgotamento da capacidade resistente do material. Nota-se que, neste caso, não se considera que as tensões podem ser redistribuídas plasticamente para outras partes menos solicitadas do elemento, aspecto que caracteriza uma reserva de resistência não levada em conta no dimensionamento.

O Método das Tensões Admissíveis foi inserido em algumas normas no formato de especificações relativas ao tratamento das ações, ou na forma de valores médios estimados para as ações permanentes, ou na forma de valores extremos máximos estimados para as ações acidentais, ou ainda na forma de valores estatísticos estimados.

Uma questão que se coloca é, como assumir o valor da resistência última, em qual universo amostral, ou seja, considera-se a menor resistência obtida em todas as amostras de um lote, ou a maior resistência obtida em todas as amostras de um lote. Na prática pode-se assumir a resistência última como um valor médio das amostras, porém se ocorrer, em um caso extremo, uma variabilidade significativa das resistências, assumindo-se o valor médio, há um risco que mesmo aplicando-se fatores de segurança elevados, a resistência assumida em projeto não absorva o menor valor das amostras.

Por exemplo, se a resistência média das amostras resulta em 25 MPa e há, no lote de amostras, alguns testemunhos com resistência de 10 MPa, mesmo aplicando-se um Fator de Segurança igual a 2 sobre a resistência média do concreto, o valor limite resultará em 12,5 MPa e, portanto, existirão amostras com valores menores. A pergunta que fica é: isso é aceitável?

2.1.2 Método do Cálculo na Ruptura

Sáles *et al.* (2015) relatam que no ano de 1849, após o colapso de uma ponte treliçada feita de ferro fundido na Inglaterra, foi debatida a questão do uso desse material na construção de pontes, e surgiu a pergunta: “qual o múltiplo de maior carga que deveria ser considerado como carga de ruptura de uma viga?”. Diante disso, Brunel e Stephenson² ficaram interessados no tipo de comportamento da estrutura caso ocorresse uma sobrecarga. Esses engenheiros observaram que as provas de carga, para assegurar que a estrutura pudesse suportar as cargas de serviço, eram realizadas de forma intuitiva. Observaram também que a teoria da elasticidade inserida no Método das Tensões Admissíveis, embora estabelecesse respostas mais precisas, poderia inibir ou interferir na intuição dos engenheiros. Assim concluíram que, “se por um lado, não pode ser negado o sucesso da engenharia por meio do uso e aplicação da teoria da elasticidade, por outro, é preocupante que essa teoria tenha sido tão sufocante”.

É difícil precisar a data, mas entre a segunda metade do século XIX e início do século XX, verifica-se o desenvolvimento cada vez maior da teoria da plasticidade, aplicada às estruturas construídas com materiais dúcteis (aço, por exemplo), e das teorias do dano e da fratura, aplicadas às estruturas construídas com materiais frágeis (concreto, por exemplo), e a utilização dessas teorias na segurança das estruturas.

À luz da teoria da plasticidade, para se avaliar a segurança de uma estrutura, é imperativo conhecer as condições de colapso, o que sugeriu a introdução do chamado fator de carga em alguns métodos de dimensionamento, é que é definido pela relação entre a carga de colapso e a carga de serviço. Na atualidade, quase 150 anos depois, a relação é a mesma, embora a chamada carga de colapso seja agora

² Burdekin, F.M. ***The Early Pioneers – Bridges, Canals, Railways and Ships***. 24 de outubro de 2006. Disponível em : <http://www.mae.uk.com/Pioneers%20of%20Engineering.PDF> . Acessado em 25 de janeiro de 2021.

conhecida como condição de projeto, ou em termos genéricos, solicitação de projeto (S_d), onde o índice d refere-se ao termo em inglês “*design*”, e a carga de serviço pode ser conhecida hoje como a condição característica, ou em termos genéricos, solicitação característica (S_k), onde o índice k refere-se ao termo em inglês “*kind*”.

Portanto, as reflexões de Brunel e Stephenson apontam que se a resposta de uma dada estrutura submetida a uma carga proporcional e crescente fosse linear em toda sua vida útil, ou seja, se em todas as condições houvesse proporcionalidade entre a intensidade da carga e a intensidade das correspondentes tensões em todos os pontos e em todos os planos, seria possível dar uma interpretação externa ao já apresentado coeficiente de segurança interno γ_i que, neste caso hipotético, passaria a ser um coeficiente que, ao ser aplicado à carga de serviço da estrutura, estabeleceria uma carga proporcional que levaria a estrutura ao colapso.

Entretanto, a resposta linear de uma estrutura só existe enquanto as relações tensão-deformação do seu material permanecerem lineares, que traduz a chamada linearidade física, e enquanto a sua geometria se mantiver praticamente inalterada em função dos deslocamentos em resposta às cargas aplicadas, chamada de linearidade geométrica.

Na realidade, a maioria absoluta das estruturas sujeitas a um carregamento crescente, mesmo apresentando resposta linear para uma certa faixa desse carregamento, deixa de ter resposta linear antes de atingir a ruína, quer por perder a linearidade geométrica, quer por perder a linearidade física. A rigor, são poucas as estruturas que não perdem a linearidade geométrica, contudo existem aproximações normalmente utilizadas para representar essa não-linearidade.

Para medir externamente a distância entre as condições de utilização da estrutura e as correspondentes condições de ruína, utiliza-se o coeficiente de segurança externo γ_e , que é o valor pelo qual a intensidade da carga deve ser multiplicada para se estabelecer a carga que levará a estrutura à ruína.

Pelo método do cálculo na ruptura, as tensões de trabalho majoradas por fatores de segurança globais, denominados genericamente de FS ou especificamente de γ_e , não devem ultrapassar a resistência última do material. O dimensionamento é feito no estado limite de ruptura a partir da verificação da inequação 2:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \times FS \leq \sigma_R \quad (2)$$

Esse método permite aplicar diferentes fatores de segurança para diferentes tipos de ações (Hansen,1965). No Brasil, apenas a norma de concreto armado, em suas primeiras revisões, evoluiu para este modelo, com a adoção, pela NB1-1960 e pela NB2-1961, do chamado estágio III no dimensionamento do elemento estrutural.

Segundo estas normas, para o caso de compressão simples, multiplicavam-se as cargas permanentes e acidentais por $FS_g = 2$ e as cargas móveis por $FS_q = 2,4$, e as tensões resultantes no concreto e no aço não deveriam ultrapassar os limites de resistência destes materiais.

Em uma síntese objetiva, de acordo com o método do cálculo na ruptura, as tensões máximas oriundas das ações não devem ultrapassar as tensões de ruptura dos materiais, conforme figura 3.

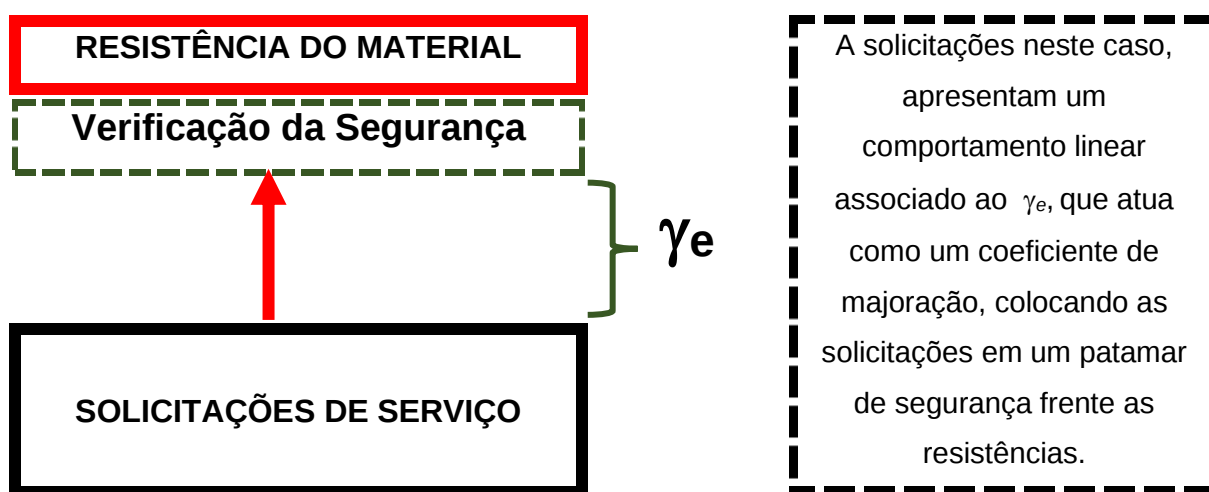


Figura 3 - Analogia Gráfica do Método do cálculo na Ruptura

Fonte: O Autor (2021).

Portanto, a segurança é definida por um fator que pode ser denominado como o coeficiente de segurança externo (γ_e), de modo que a ruína da estrutura é alcançada sob ações de ruptura, as quais são resultantes do produto das ações de serviço pelo coeficiente externo. Esse coeficiente leva em conta a variabilidade da intensidade das ações e a responsabilidade da estrutura.

2.1.3 Métodos dos Estados Limites

Até a década de 80 os métodos determinísticos (método das tensões admissíveis e método do cálculo na ruptura) serviram de base para diversas normas de dimensionamento.

A hipótese de que o comportamento estrutural é um fenômeno determinístico cai por terra quando verificado experimentalmente, pois, ao serem realizados ensaios para determinação das propriedades mecânicas de um material qualquer, encontra-se uma variável aleatória contínua, à qual se deve associar a alguma distribuição de densidade de probabilidade.

Castro (1997) ressalta que, a partir de 1960, duas correntes poderosas de mudança no cálculo estrutural começariam a ditar, mundialmente, a tendência na segurança estrutural: a consideração dos estados limites e a ideia de que os parâmetros de cálculo podem ser racionalmente quantificados através da teoria de probabilidade.

Foi criado, em 1971, o comitê *Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*, constituído por profissionais de vários países da Europa, com objetivo de coordenar e harmonizar as atividades pré-normativas, desenvolvendo pesquisas na área de confiabilidade, segurança estrutural e análise de risco (VROUWENVELDER, 1997; SOUZA-JUNIOR, 2008). O comitê tomou como ideia básica que os princípios de confiabilidade e segurança deveriam ser os mesmos para todos os tipos de materiais e elementos encontrados nas estruturas. Esse comitê teve grande influência no conteúdo de confiabilidade presente em normas como o CEB e o Eurocode.

Como afirma Santos (2012), o Método dos Estados Limites (*Load and Resistance Factors Design – LRFD*) também é conhecido como cálculo pela resistência última, cálculo pela resistência, cálculo plástico, cálculo pelo fator de carregamento, análise limite, e recentemente cálculo pelos fatores de carregamento e resistência. Em termos práticos, a tensão de escoamento do aço da seção transversal de um elemento estrutural pode ocasionalmente apresentar um valor abaixo do mínimo valor especificado, mas ainda dentro dos limites estatisticamente aceitáveis. Além disso, podem ocorrer desvios nas dimensões dos elementos estruturais, embora

dentro de tolerâncias aceitáveis e, assim, resultarem elementos com resistência inferior à resistência admitida.

Galambos (1978) relata que estados limites significam as condições em que uma estrutura deixa de satisfazer as funções a que se destina. Geralmente, os estados limites estão divididos em duas categorias: últimos e de utilização ou como é conhecido atualmente no Brasil, de serviço. Estados limites últimos são fenômenos relacionados com o esgotamento da capacidade portante da estrutura, ou seja, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Estados limites de utilização, ou de serviço, estão, por sua vez, relacionados à interrupção do uso normal da estrutura, e correspondem às exigências funcionais e de durabilidade.

Os estados limites últimos podem ser originados, em geral, por um ou vários fenômenos, tais como: i.) perda de equilíbrio, de uma parte ou do conjunto da estrutura; ii.) transformação da estrutura original em uma estrutura parcial ou totalmente hipoestática; iii.) perda da estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura; iv.) perda da capacidade de sustentação por parte de seus elementos e ruptura das seções; v.) colapso progressivo, ou seja, propagação de um colapso que se inicia em um ponto ou uma região da estrutura, e se propaga para uma situação de colapso total; vi.) grandes deformações e instabilidade global; e vii.) instabilidade dinâmica.

Já os estados limites de serviço, por sua ocorrência, repetição ou duração, podem causar efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para a utilização da construção, e podem comprometer a durabilidade da estrutura. São causados, em geral, por: i.) deformações excessivas que afetam a aparência, o uso funcional ou a drenagem; ii.) deslocamentos excessivos sem perda de equilíbrio; iii.) danos locais excessivos, como fissuras e corrosão, que afetem a aparência, a utilização ou durabilidade da estrutura; e iv.) vibrações excessivas que afetam o conforto dos usuários ou a operação de equipamentos.

Sob o ponto de vista probabilístico, os estados limites últimos devem apresentar probabilidade muito pequena de ocorrências, pois suas consequências são severas e incorrem em perda de vidas ou de patrimônio. Para os estados limites de serviço, pelo fato de não representarem situações tão perigosas quanto os estados limites últimos,

uma maior probabilidade de ocorrência pode ser tolerada. Em ambos os casos, a verificação destes estados limites é obrigatória.

Em 1978, Ellingwood liderou o desenvolvimento de um novo formato para as normas americanas, baseado no método dos estados limites, processo no qual considerou que a falha estrutural ocorreria quando ultrapassada uma condição limite, escrita, genericamente, em termos das variáveis resistência R e solicitação S . A solicitação foi entendida como sendo um somatório de efeitos ponderados dos carregamentos. Os coeficientes parciais de segurança foram introduzidos neste momento, sendo um coeficiente para cada uma das ações e seus efeitos, que são entendidos como as solicitações, e um para a resistência do elemento estrutural. Desta forma, o autor criou uma margem de segurança em relação a cada uma das principais variáveis aleatórias do problema.

Ellingwood (2000) reforça que tanto as ações atuantes quanto a resistência da estrutura são variáveis que devem ser consideradas. Em geral, uma análise completa de todas as incertezas que podem influenciar um estado limite não é prática ou sequer possível. Desse modo, o enfoque para um método simplificado que considere a segurança estrutural sob o ponto de vista probabilístico deve usar métodos probabilísticos baseados em momentos de primeira e segunda ordem. Tais métodos assumem que as solicitações S e a resistência R são variáveis aleatórias com distribuições conhecidas, cuja média e o desvio-padrão determinam o comportamento dessas variáveis.

O novo formato adotado nas normas americanas passou a ser conhecido como *LRFD – Load and Resistance Factor Design*. Somente na década 90 as normas europeias começaram a evoluir para um formato baseado em estados limites. Essas normas adotam um coeficiente parcial de segurança para cada um dos materiais constituintes do elemento estrutural e, ao invés de um único coeficiente para a solicitação, independentemente da combinação, utilizam coeficientes parciais de segurança fixos correspondentes a cada ação, aponta Souza-Junior (2008).

Galambos (1982), Souza-Junior (2008) e Santos (2012) ressaltam que, no final dos anos 60 e início dos anos 70, pesquisadores e profissionais questionaram a eficiência das normas de segurança baseadas no método das tensões admissíveis,

iniciando-se assim estudos voltados para o Método dos Estados Limites. No entanto, os critérios de projeto normativos continuaram baseados no princípio das tensões admissíveis até meados da década de 80 e o coeficiente segurança foi ajustado, ao longo dos anos, com base em experiência passada, num processo de tentativa e erro.

Souza (2007)³ enfatiza que os ensaios para a determinação de uma dada resistência R de um material qualquer mostram que a resistência é uma variável aleatória contínua, e que deve ser analisada em função de uma distribuição de probabilidade. Segundo o autor, o colapso estrutural (instante em que a estrutura atinge um estado limite) pode então ser definido pela comparação de S_m (solicitações médias) e R_m (resistências médias), conforme está na figura 4.

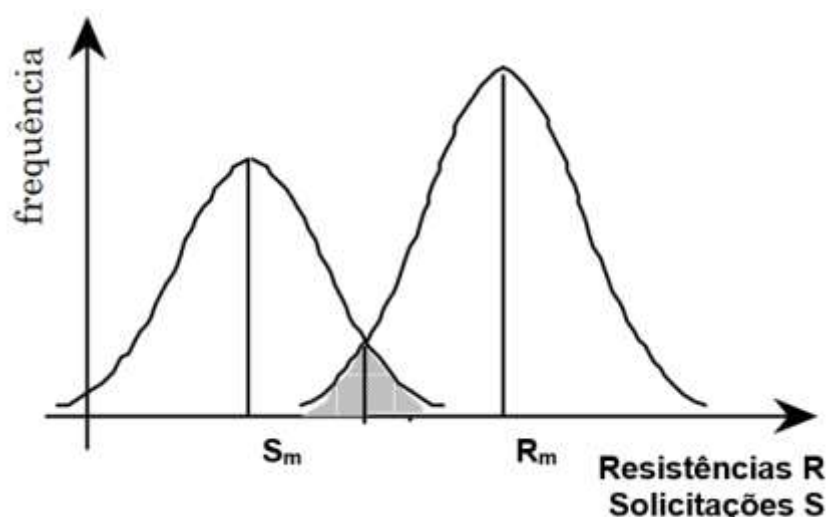


Figura 4 – Distribuição de Probabilidades da Resistência R e do Solicitações S
Fonte: Adaptado de Souza (2007).

Souza (2007) menciona ainda que, durante os anos 80, a filosofia geral dos estados limites últimos ganhou aceitação, culminando na elaboração, em 1986, da especificação AISC *Load and Resistance Factor Design Specification*, para o projeto de estruturas em aço. Essa especificação foi revisada em 1993⁴.

³ SOUZA, J.L.A.O. (2007). **Filosofias de Projeto** – EC804 – Notas de Aula de Estruturas Metálicas I. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. 4p. Disponível em < <http://www.fec.unicamp.br/~jls/EC-804-1s07/Introducao/FilosProj.pdf> >

⁴ AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1993). **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago, IL.

Souza-Junior (2008) aponta que a proposta de se majorar as solicitações e reduzir as resistências por meio de coeficientes ainda permanece, mas recorre-se a dados estatísticos e conceitos de probabilidade. Contudo, não se conhece o comportamento estrutural com perfeição o suficiente e não se tem informações completas de todos os fatores que podem influir na segurança das estruturas, assim, o método dos estados limites é considerado semiprobabilístico.

A primeira tentativa de utilizar modelos probabilísticos em normas teve início entre os finais da década de 60 e 70, com pesquisas para inserção de princípios de confiabilidade e tratamento de incertezas em ações e resistências. Essas pesquisas foram lideradas pelo Professor Theodore V. Galambos e a base técnica do LRFD foi apresentada em uma coleção de artigos publicados⁵ em setembro de 1978.

Entretanto, existem relatos, como o de Sáles et al. (2015), indicando que o método teria sido inicialmente chamado de *Limit State Design* – LSD e desenvolvido na URSS, no período de 1947 a 1949, em pesquisa conduzida pelo Professor N.S. Streletski, e teria sido introduzido nos regulamentos de construção da URSS entre 1955 e 1958. Galambos (1978) mencionou que a análise da segurança das estruturas a partir do método dos estados limites, naquele momento histórico, era utilizada pela Inglaterra e que uma formulação inicial havia sido desenvolvida na União Soviética, simultaneamente às discussões no *American Concrete Institute*. O método dos estados limites (LRFD) passou a ser adotado pela norma americana de concreto ACI 318 a partir da década de 1970.

No Canadá, o método dos estados limites foi utilizado a partir de 1974, sendo que a partir de 1978 passou a ser o único método em uso. No Brasil, o método dos estados limites foi inicialmente introduzido para estruturas de concreto, através da norma NB-1 na década de 70.

O Método das Tensões Admissíveis é uma forma aproximada para fazer o que o Método dos Estados Limites faz, em uma forma mais intuitiva. Contudo, o Método dos Estados Limites permite um uso melhor e mais econômico do material, incorporando a variabilidade da resistência e das ações, em um regime intermediário

⁵ GALAMBOS, T.V., RAVINDRA, M.K. (1978). **Properties for steel for use in LRFD**. Journal of Structure Division. ASCE 1978;104(9):1459–68.

de projeto, pois, por um lado majora as ações em função de sua variabilidade, e por outro minora as resistências em função também de sua variabilidade, conforme a simplificação ilustrada na figura 5.

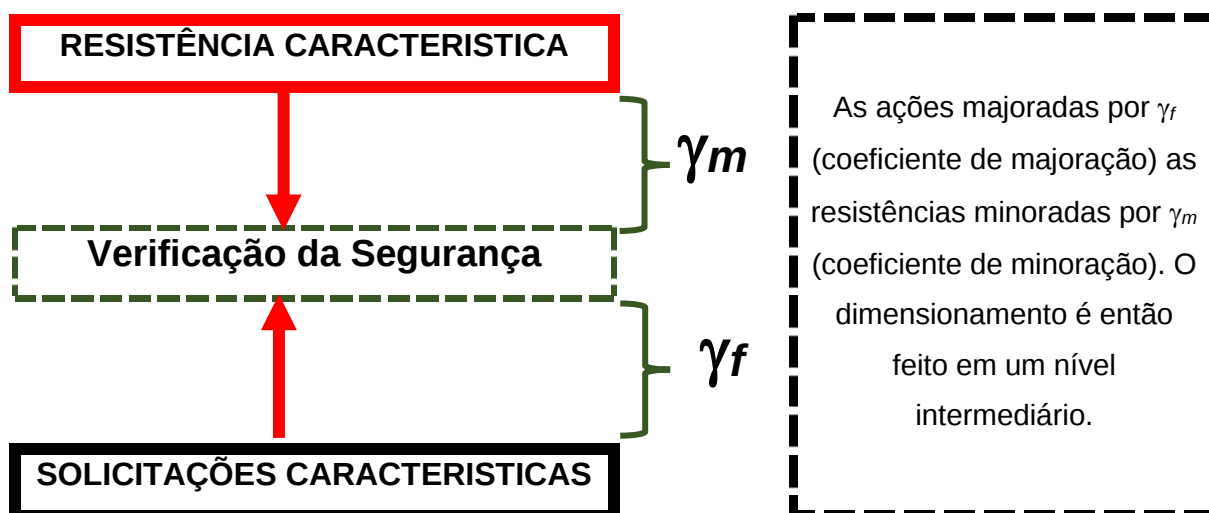


Figura 5 - Analogia Gráfica do Método dos Estados Limites

Fonte: O Autor (2021).

Certamente a segurança se beneficia do fato de se tratar diferentemente ações de naturezas distintas, em vez tratá-las como de mesma natureza, como se faz no Método das Tensões Admissíveis.

A diferença entre as formulações do Método das Tensões Admissíveis e do Método dos Estados Limites pode ser vista nas inequações 3 e 4, respectivamente. O lado esquerdo, em cada caso, corresponde às resistências necessárias e o lado direito às solicitações decorrente das ações:

$$\frac{R_n}{F_S} \geq \sum_1^i S_{ni} \quad (3)$$

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq \sum_1^i \gamma_f \times S_{ki} \quad (4)$$

O Método dos Estados Limites trata ações e resistências separadamente, permitindo que as condições sejam introduzidas no lugar certo na equação 5, facilitando modificações nos fatores de minoração das resistências ou de majoração das ações.

O termo R_n define a resistência de uma estrutura, ou seja, aquela que será adotada para análise que não necessariamente decorre de um tratamento probabilístico, enquanto o termo R_k define a resistência característica de uma estrutura, incorporando sua distribuição probabilística. Já o termo S_{ni} representa uma solicitação, enquanto S_{ki} representa a solicitação característica da *i-ésima* ação, incorporando sua distribuição probabilística. Os efeitos de solicitação podem ser uma tensão calculada a partir do momento de flexão, da força axial, da força de cisalhamento e do momento de torção, determinados pela análise estrutural.

A utilização de fatores diferenciados para cada combinação de várias ações deve levar a um dimensionamento mais econômico, sugere Galambos (1978).

O Método dos Estados Limites permite, dessa forma, que novas informações sobre as solicitações e suas distribuições estatísticas sejam introduzidas assim que estiverem disponíveis, aspecto de grande importância, uma vez que, enquanto o conhecimento sobre as resistências é bastante amplo, o conhecimento das solicitações e respectivas distribuições estatísticas é relativamente reduzido.

2.1.3.1 Procedimentos de Projeto para o Método dos Estados Limites

A partir da análise apresentada, o procedimento de verificação de projeto compreende em dimensionar uma estrutura para assegurar que, durante a fase de construção e durante sua vida útil, a estrutura ou os elementos que a compõem, no todo ou em parte, apresentem um nível aceitável de probabilidade de que não atinjam nenhum estado limite.

A verificação consiste em estabelecer que os valores de projeto dos esforços solicitantes (S_d) não superem os valores de projeto dos esforços resistentes (R_d). Essa condição pode ser representada pela inequação 5:

$$f(S_d, R_d) \geq 0 \quad (5)$$

No entanto, o caráter simplificador do método aponta que quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, a condição de segurança pode ser verificada genericamente pela inequação 6:

$$R_d \geq S_d \quad (6)$$

O caráter probabilístico da verificação da segurança é introduzido definindo-se as ações e as resistências dos materiais a partir de seus valores característicos, representados pelas variáveis S_k e R_k . Esses valores são determinados ou estatisticamente ou a partir de valores nominais convenientemente escolhidos.

Os valores de cálculo das ações ou seus efeitos, no caso S_d , e das resistências de cálculo, no caso R_d , são obtidos com base em seus correspondentes valores característicos S_k e R_k que são estabelecidos a partir de uma distribuição de probabilidade. Para se estabelecer os valores de cálculo S_d e R_d , as variáveis S_k e R_k são modificadas por coeficientes parciais de ponderação, de majoração e de minoração, respectivamente. Vale ressaltar que o termo R de resistências, embora relacionado com uma propriedade do material, é empregado genericamente para designar as solicitações resistentes obtidas a partir das teorias de resistências dos elementos estruturais considerados, e que o termo S de solicitação é genericamente aplicado para designar as tensões solicitantes decorrentes dos esforços internos solicitantes das ações, e suas combinações, consideradas na estrutura.

A transformação de valores característicos para valores de cálculo é estabelecida, então, pelos coeficientes de ponderação determinados por considerações probabilísticas para cada estado limite, geralmente como produto de coeficientes parciais. A subdivisão em coeficientes parciais tem como objetivo quantificar separadamente cada causa de incerteza, algumas quantificáveis, de fato, probabilisticamente, e outras, por vezes, subjetivamente,

2.1.4 Análise crítica dos métodos de verificação de segurança

O método das tensões admissíveis e o método do cálculo da ruptura estabelecem uma medida da segurança das estruturas inserindo uma margem de segurança: para o caso das tensões admissíveis, é inserido um coeficiente de segurança interno, e para o caso do cálculo na ruptura é inserido um coeficiente de segurança externo. Esses coeficientes são, de forma geral, fatores globais de segurança.

Uma das críticas que se faz aos fatores de segurança globais, sejam eles internos ou de minoração (γ_i) ou externos ou de majoração (γ_e), intrínsecos ao método das tensões admissíveis ou ao método do cálculo na ruptura, deve-se ao fato de que

nem sempre esses fatores levam em consideração, ou refletem realmente, algumas incertezas, como por exemplo, incertezas do sistema estrutural, dos parâmetros adotados, na natureza da estrutura, das ações, ou ainda nas consequências da ruína.

O coeficiente γ_i deve depender, entre outros fatores, da dispersão (ou variabilidade) das resistências dos elementos componentes de uma estrutura.

Pode-se dizer que a inserção da medida da segurança no Método das Tensões Admissíveis é deficiente, pois o coeficiente de segurança interno γ_i deveria depender, entre outros fatores, da variabilidade das resistências dos materiais, dos parâmetros mecânicos do material (módulo de elasticidade longitudinal, tensão de escoamento e tensão de ruptura) e dos parâmetros geométricos da estrutura (dimensões das seções transversais, vãos, etc.). Quanto maior a dispersão nas resistências dos elementos da estrutura (resistência à tração, à compressão, à flexão), maiores deveriam ser os coeficientes γ_i , mas não é isso que se observa.

A questão que se descortina é que neste método existe a preocupação com o estabelecimento de uma conveniente distância entre a situação de utilização da estrutura e a situação que corresponderia ao seu colapso. Não se observa uma preocupação de outras condições que possam comprometer a utilização da estrutura, seja no todo ou em parte, tais como deformações e deslocamentos excessivos, fissuras e vibrações. Exceção se faz à norma NB-11 de 1951, norma de projeto de estruturas de madeira que precedeu a NBR-719 de 1997, que embora adotasse o Método das Tensões Admissíveis, já estabelecia um limite máximo de deslocamento, igual a 1/360.

Ademais, os coeficientes internos podem não refletir incertezas relativas ao material construtivo, à técnica de execução e construção da estrutura, e ao modelo aplicado na análise estrutural, incertezas estas sumarizadas no quadro 1. Hipoteticamente, os coeficientes internos podem até refletir estas incertezas, mas do ponto de vista quantitativo é impossível identificar como, e quanto, cada parcela de incerteza é absorvida por estes coeficientes.

Ou seja, o coeficiente adotado não define, de fato, a segurança da estrutura, assim sendo, se um mesmo coeficiente for adotado para uma estrutura de material diferente, pode ser observado ou um aumento, ou uma redução na segurança. Para

o método do cálculo na ruptura, soma-se o fato de que o método não se preocupa com outras condições que poderiam invalidar a utilização da estrutura.

Quadro 1 – Incertezas possíveis no elemento estrutural

Materiais	Execução	Análise
Incerteza na resistência do material Incerteza no módulo de elasticidade Incerteza na tensão de ruptura Incerteza na composição química	Incerteza nas dimensões do componente que podem afetar a seção transversal Imprecisões geométricas Incerteza no momento de inércia	Incerteza resultante de aproximação aplicada nos métodos de análise de esforços e tensões e erros de projeto

Fonte: O Autor (2021).

Por um lado, o método das tensões admissíveis apresenta uma falha por não considerar a variabilidade relativa das ações e a possibilidade de ocorrência simultânea dessas ações. Por outro lado, no método do cálculo na ruptura, a variabilidade do comportamento do material é quase que desprezada, podendo representar um risco de colapso na estrutura, uma vez que a característica do material não é analisada, minorada ou tratada de forma estatisticamente consistente. Observa-se também a incapacidade do método do cálculo na ruptura de contemplar as não-linearidades geométricas, e com isso estabelecer uma condição illusória de segurança.

Não há, nestes métodos, uma separação entre as incertezas, tão pouco uma preocupação para utilização de valores médios, máximos ou valores estatísticos para os parâmetros. Não se nega o avanço observado nestes métodos determinísticos, principalmente o avanço do método do cálculo na ruptura em relação ao método das tensões admissíveis, contudo eles não retratam com boa precisão a condição de colapso e, também, uma avaliação confiável do sistema.

A introdução de métodos probabilísticos, conforme Sáles *et al.* (2015), é uma realidade do comportamento estrutural, pois a hipótese de que os parâmetros geométricos e mecânicos são determinísticos é refutada experimentalmente. Basta realizar um ensaio de qualquer propriedade do material e logo será percebida sua

variabilidade. Basta considerar a variabilidade na tensão resistente do material para perceber a utopia dos coeficientes internos e externos, pois duas estruturas geometricamente iguais e igualmente solicitadas, projetadas com o mesmo coeficiente externo, terão na prática seguranças diferentes, pois a estrutura com menor dispersão na tensão resistente terá maior segurança em relação àquela com maior dispersão.

Esta reflexão reforça a percepção de que todas as propriedades geométricas e mecânicas da estrutura são, na realidade, variáveis aleatórias. Isso sem mencionar o fato de que as solicitações podem ter ainda maior aleatoriedade do que as resistências.

Beck (2019) aponta que, na modernidade, os elementos estruturais devem ser projetados, construídos e mantidos de modo a cumprir determinada função. Esta função deve ser cumprida durante um período de tempo chamado vida útil, com um nível adequado de segurança, de maneira economicamente viável e sem expor o público ou o usuário a riscos inaceitáveis.

Em geral, estas funções são traduzidas em requisitos técnicos que são atendidos a partir de níveis de segurança adequados no dimensionamento e no projeto. Estes níveis de segurança devem levar em conta, por exemplo, a consequência das falhas e sua probabilidade de ocorrência.

Os requisitos técnicos associados aos níveis de segurança podem ser expressos na forma de equações, chamadas de equações de estado limite. O não atendimento destas equações representa um estado indesejável da estrutura. Cada modo de falha dá origem a uma equação estado limite diferente.

Santos (2012) afirma que o Método dos Estados Limites surgiu a partir da necessidade de utilização de coeficientes de resistência distintos para os diferentes materiais componentes da estrutura e para a ponderação de cada tipo de ação, além da possibilidade de quantificar incertezas através de estatística e probabilidade. Os chamados coeficientes parciais são aplicados aos valores característicos das variáveis (resistências e ações), transformando-os em valores de cálculo. Os estados limites representam os cenários de falha e são adotados como critério de segurança pelas normas de projeto de estruturas.

O aporte teórico dos últimos anos ratifica a aplicação do Método dos Estados Limites com coeficientes parciais de segurança (sejam de minoração no caso das resistências, e de majoração no caso das ações), de modo a associar incertezas inerentes ao processo de quantificação das ações e resistências com os processos de verificação da segurança das estruturas.

Galambos (1978) reforça em seus estudos sobre o método dos estados limites que, nas décadas de 60 e 70, já havia disponibilidade de uma teoria probabilística abrangente explorada por outros autores, tais como J. R. Benjamin, G. A. Cornell, N. C. Lind, A. Ang, E. Basler, permitindo que os vários coeficientes pudessem ser gerados a partir de dados estatísticos que usassem a teoria da confiabilidade estrutural.

O método determinístico, adotado inicialmente, que limitava as tensões aceitáveis com base na experiência, deu lugar a um método semiprobabilístico considerando estados limites aceitáveis, baseado em valores característicos das resistências e das ações. Galambos, já no final da década de 70, observou que, no futuro, possivelmente uma análise puramente probabilística, com modelos de simulação do comportamento da estrutura, seria utilizada, incorporando a probabilidade de falha das estruturas e o seu respectivo índice de confiabilidade. Essa hipótese se confirmou e, em trabalho recente, Santiago (2019) ressaltou que coeficientes calibrados pelo índice de confiabilidade, para o caso de estruturas de concreto, geram estruturas mais seguras a partir da redução da dispersão de resultados.

O trabalho de Santiago (2019) observa que, na atualidade, novos coeficientes tendem a majorar ações consideradas como principais e, em contrapartida, minorar ações secundárias. Estes ajustes tendem a gerar impactos econômicos nos projetos, e há, portanto, ainda bastante espaço para a realização de estudos que reforcem uma revisão dos coeficientes em vigência. O quadro 2 sintetiza estes cenários do passado, do presente e do futuro.

Como mostra a literatura, não há consenso acerca dos modelos de cálculo adotados em nível mundial, de modo que os modelos existentes podem possuir limitações. Quando se trata de rupturas, é de suma importância conhecê-las por meio

de experimentos para melhor caracterizá-las. Também há a possibilidade de analisar por meio de simulação computacional o fenômeno avaliado e, sempre que possível, ajustar a norma vigente e calibrá-la de forma a atender aos níveis de segurança adequados.

Quadro 2 - Evolução da Análise da Segurança das Estruturas

Passado	Presente	Futuro
O método determinístico não oferecia uma base racional para conceituar a segurança.	O método semi probabilístico, é largamente usado na formulação dos problemas de segurança estrutural com uma base racional de segurança	O método probabilístico poderá ser combinado com a teoria adequada para a tomada de decisões e a uma idealização estratégica, de acordo com o tipo de problema
A decisão fundamental consistia em limitar a tensão para valores aceitáveis, sendo os valores baseados em experiências anteriores, ou valores médios	A decisão fundamental consiste em limitar a probabilidade de ruína ou o índice de confiabilidade.	As decisões serão baseadas numa formulação socioeconômica do problema, com especial atenção à comparação entre custo e benefício, assumindo um contexto adequado a segurança exigida
Não considerava a variabilidade das amostras, ou seja, amostras distintas com mesma média, poderiam possuir diferentes dispersões de dados, afetando a segurança	Considera valores característicos das ações e das resistências, incorporando a média e a dispersão dos dados a partir da inclusão do desvio-padrão	Poderá incluir modelos de simulação, geração de dados e distribuições estatísticas que melhor caracterizem as diferentes amostras de ações e resistências
Havia um dilema entre a escolha de modelos elásticos ou plásticos para os métodos de projeto, ou ainda em como considerar a não linearidade	Os computadores podem resolver a maioria dos problemas estruturais, quer seja com linearidade, plasticidade ou com comportamento não-linear.	Haverá um claro entendimento do campo de aplicação das diferentes teorias estruturais. A aleatoriedade do comportamento estrutural será devidamente considerada.

Fonte: Adaptado de Santiago (2019), Ataíde e Correa (2006), Borges (1997), Zagottis (1981).

A compreensão dos fenômenos que causam a ruptura de uma determinada estrutura serve como diretriz para a elaboração das formulações contidas em norma

a fim de que o dimensionamento seja realizado com variáveis que permitam combater este fenômeno que pode levar uma estrutura à ruína.

A análise de confiabilidade aplicada a estruturas é uma ferramenta que permite avaliar a probabilidade de falha da estrutura para um certo modo de comportamento e a sensibilidade do projeto em relação às variáveis consideradas, e será amplamente aplicada no futuro em função dos avanços matemáticos e computacionais disponíveis.

Diversas variáveis, cujo grau de variabilidade é difícil de mensurar, poderão, então, ter suas incertezas inerentes consideradas, que podem ser: i) sobre a intensidade e a distribuição das ações permanentes e variáveis; ii) sobre as propriedades mecânicas dos materiais; iii) sobre os parâmetros geométricos da estrutura; e iv) sobre os modelos de cálculo e de análise estrutural.

Quando se conhecem os modos de falha de uma estrutura, e determinam-se as equações de estado limite para cada falha, é possível quantificar o número de possíveis ocorrências de uma falha, a partir das distribuições aleatórias das resistências e das solicitações, assim a probabilidade de falha de uma estrutura (para cada modo de falha) será dada como a propensão de uma estrutura, em parte ou no todo, deixar de atender determinados requisitos técnicos durante a vida útil.

A formulação otimizada das equações de estados limites minora a probabilidade de falha da estrutura e, por conseguinte, majora os índices de confiabilidade, o que, conseqüentemente, reverbera em impacto econômicos. A análise probabilística da falha de uma estrutura proporciona a base para analisar as incertezas significativas e essas incertezas, por sua vez, guiam os procedimentos necessários para a aquisição de dados adicionais, que são relevantes para garantir um desempenho futuro aceitável.

2.2 Confiabilidade Estrutural

A confiabilidade está relacionada ao grau de confiança de um sistema, o qual deverá ser estabelecido em projeto, prevendo-se e especificando-se as condições de sua operação. Desta forma, a confiabilidade pode ser considerada uma probabilidade que reflete a segurança dos componentes estruturais do sistema.

De acordo com Nowak e Collins (2000), a confiabilidade de uma estrutura é a sua habilidade de atender aos requisitos de projeto durante sua vida útil ou a probabilidade que a estrutura não irá falhar em desempenhar suas funções.

Beck(2019) define a confiabilidade estrutural como:

Confiabilidade estrutural é uma medida do grau de confiança em que uma estrutura ou sistema estrutural atenda aos requisitos técnicos de projeto (função, resistência, equilíbrio), dentro de uma vida de projeto especificada, respeitadas as condições de operação e de projeto. Este grau de confiança reflete os modelos físicos, matemáticos e de engenharia utilizados no cálculo, bem como os modelos estatísticos utilizados na quantificação das incertezas. (BECK, 2019, p.35).

A ideia da análise de confiabilidade estrutural foi inicialmente introduzida por Freudenthal (1947). Nos últimos 70 anos, muitas outras contribuições para o seu desenvolvimento surgiram, tais como a teoria da probabilidade, estatística, análise de decisões, lógica difusa e outros métodos relacionados.

Freudenthal (1947) foi o precursor da análise probabilística em segurança estrutural, sugerindo que a probabilidade de falha poderia ser calculada pela integração da região formada pelas distribuições de probabilidades das variáveis envolvidas no problema.

Na década de 60, as contribuições de Cornell (1969) definiram o índice de confiabilidade propondo que esse índice corresponderia à razão entre a média e o desvio-padrão da função “estado limite”.

No início da década de 70, Hasofer e Lind (1974) criaram o conceito “formato invariante do índice de confiabilidade”, estabelecendo que esse conceito representa a menor distância entre a média das variáveis aleatórias e a superfície de falha no espaço normal padrão.

Já no final daquela década, Rackwitz e Fiessler (1978) apresentaram o cálculo do índice de confiabilidade por meio de um algoritmo que considera a média, o desvio-padrão e as funções de probabilidade das variáveis estudadas. Propuseram que todas as distribuições pudessem ser transformadas em distribuições normais equivalentes para facilitar a análise da probabilidade de falha.

Em referência aos trabalhos publicados no final da década de 40, na década de 60 e em meados da década de 70, Ang e Tang (1975), Benjamin e Cornell (1970) e mais recentemente Rackwitz (2001) apontam que o correto entendimento da Teoria da Confiabilidade pressupõe o conhecimento de conceitos probabilísticos e estatísticos.

Stewart, em 1996, considera como sendo incipiente o processo de calibração dos critérios de segurança à luz de uma abordagem de confiabilidade. O autor menciona que, na década de 90, as especificações normativas não apresentavam os reais riscos de falhas de elementos estruturais, mesmo quando projetados de acordo com as especificações das normas existentes.

Alguns autores como Bartlett e MacGregor (1996) e Bartlett (2001) relatam que especificações normativas, quando aplicadas ao dimensionamento de novas estruturas e ao processo de avaliação de estruturas existentes, são controversas.

Sexsmith (1999) faz uma revisão crítica sobre a utilidade, as vantagens e os problemas decorrentes da aplicação da análise probabilística no estudo da confiabilidade estrutural. Segundo o autor, a teoria da probabilidade é a base lógica para se lidar com incertezas e, portanto, há poucas razões para duvidar de que a teoria da probabilidade deva ser a base para a segurança estrutural.

Segundo Haldar e Mahadevan (2000), dada a complexidade de obtenção dos mesmos, uma possível abordagem para o tratamento estatístico dos dados é utilizar aproximações analíticas. Essa abordagem analítica pode ser agrupada em dois conjuntos: métodos de confiabilidade de primeira ordem (da sigla inglesa, *FORM*) e métodos de confiabilidade de segunda ordem (*SORM*), que serão explicados oportunamente.

Ferreira (2006) afirma que a aplicação da Teoria da Confiabilidade em estruturas vem se tornando uma tendência mundial, já sendo citada em normas internacionais de dimensionamento, apesar de ser ainda incipiente a análise de sua influência efetiva nas revisões das especificações normativas.

No documento *fib* MC 2010 (CEB-FIB, 2011), publicado pela Federação Internacional do Concreto (*Federation Internationale du Béton*), é possível notar uma

breve inserção sobre a probabilidade de falha das estruturas. Entretanto, esse documento carece de uma análise com vistas a uma abordagem de confiabilidade, a exemplo do que elaboraram Stewart (1996) e Beeby (1994) anos antes.

Madsen et.al (1986) e Rojas (2011) apontam que a verificação da segurança estrutural, sob a ótica de confiabilidade, também pode ser dividida em níveis, de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural, a saber:

Nível 0: métodos de confiabilidade que usam o formato das tensões admissíveis, ou do cálculo na ruptura. No método das tensões admissíveis, todas as solicitações são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança. Geralmente são condições de projeto cujo material é exigido em seu regime elástico linear e tem característica determinística. Resumidamente, são métodos de confiabilidade que usam apenas um parâmetro estatístico (valor médio) para cada variável aleatória do projeto.

Nível 1: métodos de confiabilidade que usam o método dos estados limites. Empregam um valor característico para cada valor aleatório e são aplicados coeficientes parciais de segurança para majorar as solicitações (geralmente) e minorar as resistências (geralmente). O valor aleatório é associado aos valores característicos, ou seja, valores representativos de uma possível amostra que considera as incertezas inerentes às variáveis de projeto. Atualmente, esse método é adotado como critério de segurança pelas normas brasileiras, e algumas normas europeias, de projeto de estruturas. Resumidamente, são métodos de confiabilidade que usam dois parâmetros estatísticos (média e desvio-padrão) para cada variável aleatória (valores característicos) do projeto. Este nível de análise aplica métodos semi-probabilísticos, geralmente lineares e utilizando coeficientes parciais.

Nível 2: métodos de confiabilidade associados ao índice de confiabilidade. Empregam variáveis de natureza estatística (usualmente média e variância) para cada parâmetro aleatório, geralmente a resistência e as solicitações. As variáveis são lineares com ou sem correlação. Para o caso de não se conhecer as distribuições das variáveis aleatórias que compõem cada parâmetro, a literatura assume que as variáveis têm distribuição normal (na maior parte dos casos). Assim, as informações

da média e da variância (primeiro e segundo momentos) permitem formular o índice de confiabilidade. Este nível de análise aplica métodos probabilísticos, lineares, ou aproximações lineares, baseados na probabilidade de falha em distribuições normais de probabilidade, ou aproximações, sendo reconhecidos na literatura como o método de análise de confiabilidade de primeira ordem e segundo momento (*FOSM - First Order Second Moment*). Resumidamente, são métodos de confiabilidade que usam como medida a probabilidade de falha e assumem como conhecidas as funções de distribuições probabilísticas das variáveis aleatórias do projeto, ou utilizam transformações de espaço.

Nível 3: métodos da probabilidade de falha. São métodos de confiabilidade que empregam a probabilidade de falha da estrutura como medida de confiabilidade, nos quais a função densidade de probabilidade das variáveis básicas é requerida. Utilizam, geralmente, distribuições normais equivalentes a partir do FORM – *First Order Reliability Method* que representa a equação de estado limite por uma função linear que considera informações estatísticas das próprias variáveis aleatórias, como as distribuições de probabilidade e a correlação entre as variáveis.

Nível 4: métodos da minimização dos custos envolvidos ao longo da vida útil. São métodos que combinam a confiabilidade com a otimização estrutural. Neles, todos os custos que serão incorridos ao longo da vida útil devem ser calculados e referidos ao tempo presente. O objetivo então é a minimização do custo total. Resumidamente, são métodos de confiabilidade que buscam a união da otimização com a estatística, assim sendo, levam em consideração as incertezas das variáveis de interesse.

Os níveis propostos por Madsen *et.al* (1986) e Rojas (2011) permitem realizar a classificação do nível ao qual está alocado o método de verificação de segurança de uma estrutura, permitindo compor o quadro 3. Contudo, é importante salientar que tais níveis são classificados de acordo com a modelagem requerida, a capacidade de carga, as solicitações, o método de análise e os métodos de avaliação.

Galambos (1982) e especificações da ISO 2394 (1998) e do CEB-FIP (2011) apontaram como sendo 50 anos a vida útil das estruturas e, para esse período, foram sugeridos que os sistemas estruturais possuam índices de confiabilidade β igual a 3,0,

para ações decorrentes do peso próprio, e entre 2 e 2,5 para ações decorrentes do vento. No Brasil, a norma ABNT NBR 15.575 Edificações Habitacionais – Desempenho. Requisitos Gerais (2013) também sugere 50 anos como a vida útil mínima dos sistemas estruturais. Manuais como o documento *Probabilistic Model Code* do comitê *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS, 2001) sugerem valores de índice de confiabilidade alvo (β_T) entre 3,1 e 4,7, sendo adotado para estruturas típicas o valor de 4,2. Estes índices representam probabilidades de falha entre 10^{-3} e 10^{-6} .

Quadro 3 – Comparação de Níveis de Verificação e Parâmetros Associados

Nível	Parâmetros (Cargas e Resistências)	Propriedades dos Materiais	Análise Estrutural	Avaliação de Critérios de Segurança
0	Modelo de carga e de resistência como definido nos códigos de projeto.	Propriedades dos materiais baseadas nas informações de projeto e/ou norma vigente	Análise básica, comportamento linear elástico.	Análise determinística. Coeficientes de segurança tal como a norma vigente.
1	As propriedades dos materiais e os modelos de carga podem ser definidos com base nos resultados dos ensaios e observações		Análise básica, comportamento linear elástico, podendo admitir uma análise não linear	Análise Semi Probabilística de Coeficientes parciais de segurança tal como a norma vigente
2	Modelos totalmente probabilísticos definidos com base nos resultados dos ensaios e no conhecimento prévio		Análise refinada. É permitida a redistribuição de carga sempre que o nível de ductilidade seja suficiente.	Análise probabilística fixando um índice de confiabilidade alvo para verificação da segurança
3				Análise probabilística em função da probabilidade de falha aceitável da estrutura.
4				Análise probabilística com otimização de variáveis.

Fonte: Adaptado de Madsen (1986) e Rojas (2011).

MacGregor *et al.* (1997) fizeram uma revisão das combinações dos fatores de carga e de resistência desenvolvidos especificamente para as exigências de

desempenho da ponte denominada *Confederation Bridge*⁶ (de 12,9 km de extensão), no Canadá, para os estados limites últimos e de serviço. O resultado do trabalho apontou que os fatores de carga e de resistência devem ser derivados de um processo de calibração completo, por técnicas de confiabilidade, com aporte probabilístico e um índice de confiabilidade β igual a 4,0 para os estados limites últimos, considerando-se uma vida útil de 100 anos.

O documento *Probalistic Model Code* (2001), publicado pelo JCSS - *Joint Committee on Structural Safety*, propõe diferentes valores para o índice de confiabilidade alvo para o estado limite último e para o estado limite de serviço, conforme apresenta a tabela 1.

Tabela 1 – Índice de Confiabilidade Alvo para o JCSS

Custo relativo da medida de segurança	Estado Limite Último			Estado Limite de Serviço
	Consequência da falha			
	Mínimas	Moderadas	Elevadas	
Alto	3,1	3,3	3,7	1,3
Normal	3,7	4,2	4,4	1,7
Pequeno	4,2	4,4	4,7	2,3

Fonte: Adaptado do *Probalistic Model Code* (2001).

As consequências de falha para o estado limite último são divididas em três categorias, definidas em função do risco de morte: i) Consequência mínima de falha - risco de morte pequeno a ponto de ser negligenciado, a exemplo de silos, estruturas agrícolas e postes de redes elétricas; ii) Consequência moderada de falha - risco de morte mediano e já não pode ser negligenciado, a exemplo de edifícios residenciais e comerciais; e iii) Consequência elevada de falha - risco de morte verdadeiramente alto, a exemplo de edifícios hospitalares, pontes e teatros.

⁶ É uma ponte sobre a passagem Abegweit do estreito de Northumberland, ligando a ilha do Príncipe Eduardo com o continente em Nova Brunswick, Canadá. Início da construção: 7 de outubro de 1993.

Os atuais EUROCODES, (EM 1990:2002, Anexos B e C), também apresentam índices de confiabilidade alvo, também associados às consequências de falhas, mínimas, moderadas e elevadas, com valores derivados do JCSS.

Rojas (2011) observa que os métodos probabilísticos de avaliação da segurança permitem estabelecer a probabilidade de ocorrência de falha a partir de um grande número de informações sobre a variabilidade dos parâmetros de cálculo, mas, segundo o autor, este procedimento é trabalhoso e, portanto, é mais comum se obter o índice de confiabilidade associado à estrutura.

Santiago (2019) acrescenta que é possível avaliar a consequência de falha em função do modo de ruína dos componentes estruturais: os elementos que possuem modo de ruptura frágil apresentam maior consequência de falha do que aqueles que possuem modo de ruptura dúctil.

Beck (2019) e Santiago (2019) também sugerem que o custo relativo da medida de segurança é classificado em função do impacto causado na viabilidade econômica devido ao possível aumento do custo final da construção, no qual: i) custo alto da medida de segurança é aquela cuja incorporação da medida no projeto pode impactar na viabilidade econômica em decorrência do aumento no custo final da construção; ii) custo normal da medida de segurança é aquela cuja adoção da medida no projeto não impacta de maneira significativa no orçamento final da edificação; e iii) custo pequeno da medida de segurança é aquela cuja incorporação da medida no projeto não costuma repercutir em aumentos no custo final da construção.

Coelho (2011), Tramontini (2016) e Badimuená (2017), entre outros autores, apontam que os princípios de confiabilidade têm sido empregados com sucesso no desenvolvimento de normas de projeto de estruturas de concreto armado, aço e madeira.

Conforme Pantoja (2012), obter a probabilidade de falha de sistemas estruturais, considerando-se as incertezas, é o objetivo dos métodos de análise de confiabilidade. Pode-se entender a falha⁷ como o possível não atendimento da

⁷ A falha, neste trabalho, é assumida no seu sentido mais amplo representando um comportamento indesejado de um sistema.

estrutura aos objetivos para os quais ela foi concebida. Uma vez que existe o risco⁸ de falha, um controle para mantê-lo dentro de um nível aceitável, de acordo com critérios de segurança e economia, é imprescindível.

Nova (2017) reforça que, embora haja carência de documentos normativos que regulem uma abordagem baseada na probabilidade de falha, a fundamentação apresentada pela Teoria de Confiabilidade, juntamente com as ferramentas computacionais tanto para simulação estatística quanto para análise estrutural atualmente disponíveis, permite que pesquisadores sistematizem a avaliação da segurança.

2.2.1 Pressupostos de cálculo da confiabilidade estrutural

Cada maneira distinta que conduza a um estado indesejável é uma falha, e cada falha dá origem a um estado limite. Assim, de acordo com Nowak e Collins (2000), estado limite é definido como a fronteira entre o comportamento desejável e o comportamento indesejável de uma estrutura, entre uma região segura e uma região insegura.

O estado limite e as regiões segura e insegura estão esquematizados na figura 6, na qual, por simplicidade, R e S são as duas variáveis aleatórias consideradas no projeto, segundo Kruger (2008).

A comparação entre as variáveis R e S na engenharia civil pode se dar de diversas formas, como por exemplo, momento resistente x momento solicitante, esforço cortante resistente x esforço cortante solicitante; ou ainda, deslocamentos admissíveis x deslocamentos calculados, deformações admissíveis x deformações calculadas, e por fim tensões resistentes x tensões solicitantes. Nestes casos a teoria da confiabilidade apresenta esta comparação de forma genérica ($G = R - S$), o que leva a equação de estado limite $G(R, S) = 0$.

⁸ Risco pode ser definido como a associação das consequências de um evento negativo à sua probabilidade de ocorrências. Genericamente, é a severidade das consequências de um evento e sua probabilidade de ocorrência. A quantificação da probabilidade pode até ser feita por um registro histórico, contudo, quantificar as consequências de sua severidade não é trivial. Beck (2019, p.19) define risco como a chance (ou a probabilidade) de um determinado nível de dano ocorrer durante um período específico ou associado a uma atividade específica.

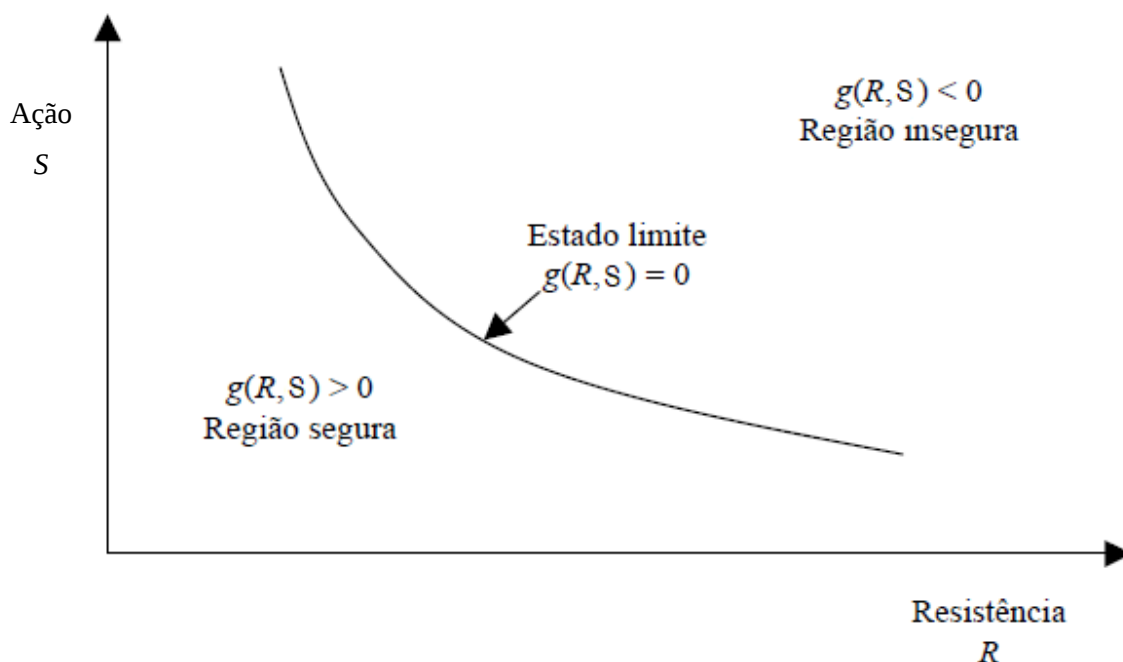


Figura 6 - Ilustração do conceito estado limite

Fonte: Adaptado de Krüger (2008).

De forma mais abrangente, as resistências e as ações são consideradas como variáveis probabilísticas e geram uma infinidade de soluções possíveis a um arranjo estrutural, para minimizar sua probabilidade de falha. Por fim, as resistências e as ações são correlacionadas por uma função de falha, denominada função estado limite.

A probabilidade de falha (P_{falha}) é a medida de violação da segurança estrutural e é uma forma de verificar qual a probabilidade de um estado limite ser ultrapassado, ou melhor, qual a probabilidade de um modo de falha ser alcançado. É possível propor uma variável denominada genericamente de G , que pode ser entendida como a reserva ou a margem de segurança existente em relação à probabilidade de falha do fator estudado, ou seja, a probabilidade da variável R ser igualada ou superada pela variável S . A probabilidade de falha, P_{falha} , pode ser calculada pela equação 7, na qual $f(G)$ é a função de distribuição de probabilidades da variável G :

$$G = R - S \quad \therefore P_{falha} = P(G < 0) \quad \therefore P_{falha} = \int_{-\infty}^0 f(G).dg \quad (7)$$

Se as variáveis de resistência e ação forem independentes, a probabilidade de falha pode ser calculada pelo somatório do produto entre as funções densidade de probabilidade de R e S . Resumidamente, a probabilidade de falha P_{falha} é dada pela

integral da função estado limite $f(G)$, definida no intervalo de todos os valores negativos, de $-\infty$ a 0, conforme apresentado na figura 7. O valor médio μ_G da variável G , também apresentado na figura 7, pode ser representado pelo número de desvios-padrão σ_G de G , e a este número associa-se o índice de confiabilidade β .

Ferreira (2006) sugere que a medida da segurança estrutural seja função do índice de confiabilidade (β), definido como a menor distância da origem do espaço das variáveis padronizadas até a superfície de falha. No caso de duas variáveis apenas ($G = R - S$), a superfície de falha é representada por uma linha correspondente a G (R, S) = 0.

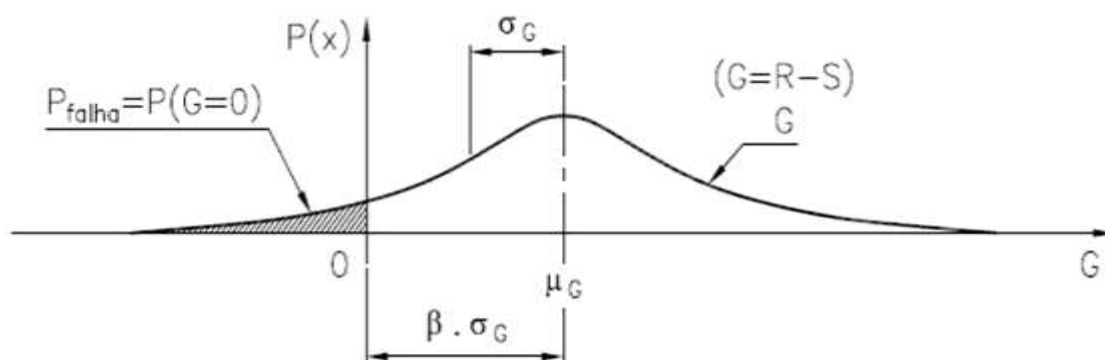


Figura 7 - Representação da probabilidade de falha P_{falha} e do índice de confiabilidade β

Fonte: Adaptado de Mitre (2005).

Segundo Haldar e Mahadevan (2000), a representação das resistências e das ações em um mesmo sistema de eixos aponta para uma região comum a ambos os gráficos que corresponderá ao risco de ruína (considerando-se a tensão solicitante maior que a tensão resistente). Quanto menor a área comum, maior a segurança, ou seja, quando a distância entre as duas curvas aumenta, reduzindo a área sobreposta, a probabilidade de falha diminui (Figura 8).

Ainda, se a dispersão das duas curvas for pequena, tornando as curvas mais agudas com características dos materiais tão constantes quanto possível, então a área de sobreposição e a probabilidade de falha serão pequenas. A dispersão pode ser caracterizada pelos desvios-padrão das duas variáveis, σ_R (desvio-padrão das

resistências) e σ_S (desvio-padrão das ações). Contudo, é difícil manter constância nas ações.

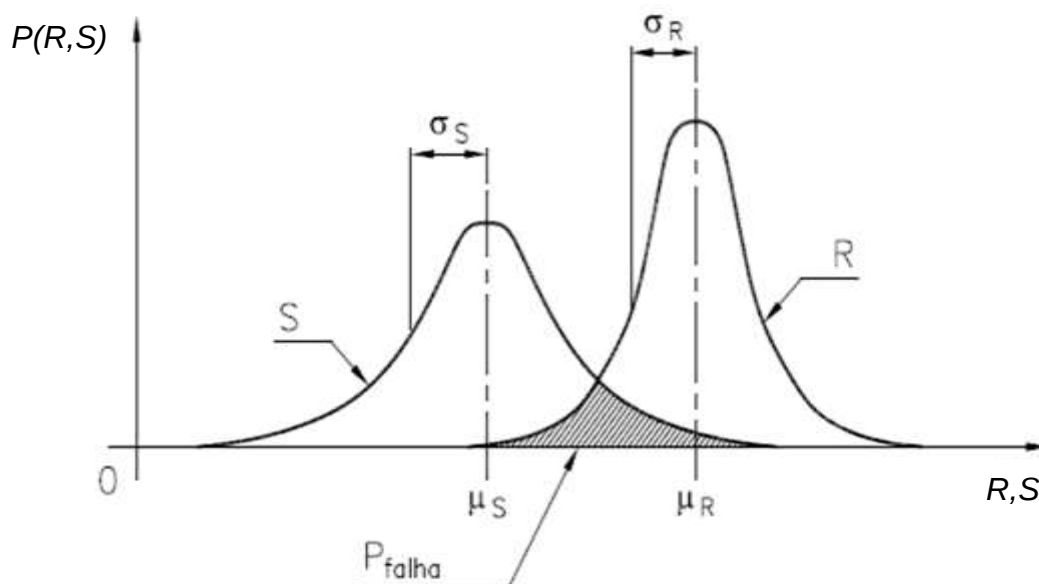


Figura 8 - Representação da P_{falha} associada à Média das Resistências (μ_R) e Média das Ações (μ_S) e seus respectivos desvios (σ_R e σ_S).
Fonte: Adaptado de Mitre (2005).

A função estado limite pode ser mais complexa se R e S forem funções de diversas variáveis aleatórias básicas (propriedades do material, dimensões da estrutura, densidade do material), podendo ser independentes ou não. A avaliação desta expressão não é simples, uma vez que ela envolve a avaliação de uma integral n -dimensional num domínio complexo. Mesmo com o desenvolvimento de técnicas modernas de integração numérica e com computadores cada vez mais eficientes, na prática, a avaliação dessa equação por integração não é trivial.

Beck (2019) comenta que a função de resistência $f(R)$, pode ter distribuição e probabilidades muito diferente das distribuições conhecidas (normal, log-normal, Weibull, Gumbel, etc.) e o mesmo ocorre com as solicitações. Ou seja, a função estado limite envolve problemas multidimensionais de variáveis aleatórias, que nem sempre serão normais, ou lineares e, portanto, são adotados métodos aproximados ou simulados para se determinar os resultados.

Dois passos nesses métodos de aproximação devem ser abordados: o primeiro passo consiste na simplificação da integral da função densidade de probabilidade $f(G)$, fazendo o seu contorno ser mais regular e simétrico, e o segundo passo consiste em aproximar o contorno da integração $G(\mathbf{X}) = 0$. Depois desses dois passos, uma solução analítica para a integração da probabilidade será mais fácil de encontrar.

Muitos autores admitem, por simplificação, que todas as variáveis (R, S e G) têm distribuição estatística normal e são estatisticamente independentes. Portanto, uma saída é aplicar aproximações analíticas da integral da função estado limite, que têm um cálculo mais simples. Esses métodos podem ser agrupados em dois tipos, *first-order reliability methods* (FORM) e o *second-order reliability methods* (SORM).

Os métodos de confiabilidade de transformação FORM e SORM se baseiam na transformação de Hasofer e Lind, que reduz um vetor de variáveis aleatórias normais com médias e desvios-padrão quaisquer a um vetor de variáveis aleatórias normais com média zero e desvio-padrão unitário (BECK, 2012).

2.2.2 First-Order Reliability Methods (FORM)

O método FORM calcula a probabilidade de falha de forma aproximada, dependendo da configuração da função $G(\mathbf{Y})$, no espaço das variáveis reduzidas e, a partir dos resultados obtidos no método, verifica se a estrutura estará, ou não, segura. Se a função $G(\mathbf{Y})$ é convexa em torno do ponto de projeto, a aproximação será a favor da segurança, e será contra a segurança no caso contrário. Essa metodologia pode ser verificada graficamente na figura 9.

A ideia principal do FORM é que a confiabilidade pode ser facilmente obtida por uma função de falha linear, considerando-se o espaço das variáveis reduzidas estatisticamente independentes e avaliando-se a menor distância da função de falha até a origem. No caso de funções lineares de estado limite e variáveis normais não correlacionadas, o resultado obtido é exato. Se as funções são não-lineares, a aproximação depende da curvatura da função de falha e também das derivadas nos pontos sob análise, para composição do vetor gradiente.

Segundo Haldar e Mahadevan (2000), a função estado limite pode ser linear ou não linear, mas o FORM pode ser aplicado apenas quando as funções são normais,

lineares e não correlacionadas. O FORM utiliza o primeiro e o segundo momento de variáveis aleatórias, que são respectivamente a média e a variância da variável aleatória, discreta ou contínua.

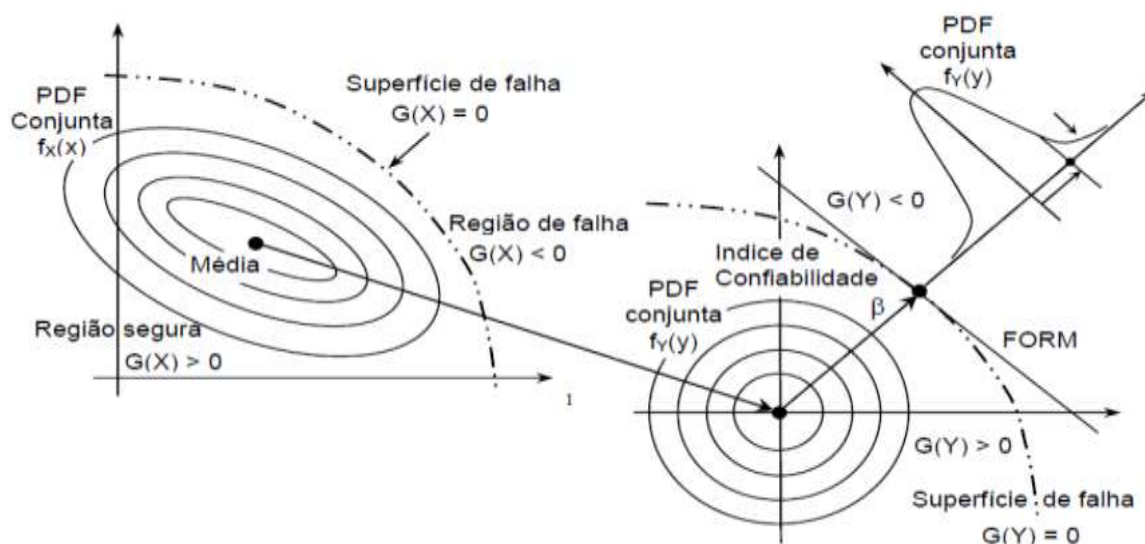


Figura 9 – Representação gráfica do FORM

Fonte: Souza-Junior (2008)

O FORM é composto de dois métodos: o *first-order second-moment (FOSM)* cujas informações sobre a distribuição aleatória das variáveis são ignoradas, também referido na literatura como método do valor médio de primeira ordem e dos segundos momentos – MVFOSM, e *advanced first-order second moment (AFOSM)* cuja distribuição aleatória das variáveis é incorporada na análise e tornou-se conhecido por sua simplicidade.

Tanto o FOSM quanto o AFOSM são métodos simplificados de primeira ordem, que realizam o cálculo da probabilidade de falha implementando transformações das variáveis envolvidas no problema, sem a necessidade de realizar uma integração numérica.

2.2.2.1 First-Order Second-Moment Method (FOSM)

O *first-order second-moment (FOSM)* é uma abordagem simplificada que aplica a formulação idealizada inicialmente por Cornell (1969)⁹, que, por sua vez, baseou-se

⁹ CORNELL, C. A. A Probability-Based Structural Code. **Journal of the American Concrete Institute**. v 66, n 12, p, 974-985, 1969.

na notação de Basler (1961), tomando como ponto de partida a função de estado limite $G = R - S$.

Sendo as variáveis aleatórias R e S independentes e com distribuição normal de probabilidades, a margem de segurança G também será uma variável aleatória com média e desvio-padrão conhecidos, normalmente distribuída.

Nesse caso, a variável G pode ser introduzida por sua média e seu desvio-padrão, calculados, respectivamente, pelas equações (8) e (9):

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (8)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (9)$$

em que,

μ_R é a média das resistências;

μ_S é a média das solicitações;

μ_G é a média da função estado limite;

σ_R é o desvio-padrão das resistências;

σ_S é o desvio-padrão das solicitações;

σ_G é o desvio-padrão da função estado limite.

Como observado por Hasofer e Lind (1974) e Mitre (2005), a menor distância entre a origem do espaço normal padrão e a equação de estado limite é o índice de confiabilidade β , que é uma medida geométrica associada à probabilidade de falha da função estado limite, e pode ser associada ao seu desvio-padrão σ_G e à sua média μ_G . A condição limite de segurança, ou seja, os valores da função estado limite superiores à superfície de falha, pode ser dada pela equação 10 e o coeficiente de confiabilidade β pode ser calculado pela equação 11 ou pela equação 12:

$$0 = \mu_G - (\beta_G * \sigma_G) \therefore \mu_G = (\beta_G * \sigma_G) \therefore \mu_R - \mu_S = (\beta_G * \sigma_G) \quad (10)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (11)$$

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (12)$$

Esse método foi usado em versões de normas de segurança estrutural baseadas em confiabilidade, tais como o *American Institute of Steel Construction*, (AISC, 1986), o *Canadian Standard Associations* (CSA, 1974) e o *Comite European du Beton* (CEB, 1976).

Santos (2014) menciona que o FOSM é um método de transformação que calcula a probabilidade de falha a partir do índice de confiabilidade β , que é dependente da função de falha utilizada. O método é caracterizado pela simplificação da função de falha, utilizando-se a primeira ordem da série de Taylor. Também é conhecido como MVFOSM (*mean value first order second moment*) por se utilizar da série de Taylor centrada nas médias das variáveis (*mean value*) até a primeira ordem (*first order*), sendo necessários, para a obtenção do índice de confiabilidade, os dois primeiros momentos (*second moment*), que são as médias e as covariâncias.

Essa formulação, entretanto, apresenta diversas restrições, como, por exemplo, a necessidade de que as variáveis aleatórias sejam todas normais e independentes e que a função de falha seja linear.

2.2.2.2 Desdobramento do FOSM para o cálculo da Probabilidade de Falha

Nova e Silva (2017) sugerem que existem inúmeras incertezas causadas pela aleatoriedade de alguns parâmetros, os quais devem ser considerados no cálculo da probabilidade de falha das estruturas. A partir de uma probabilidade de falha aceitável – alguns autores tais como MacGregor (1976), Zagottis (1981,) e Beck (2006) sugerem valores entre 10^{-3} e 10^{-6} – é possível calcular o índice de confiabilidade de uma estrutura. A probabilidade de falha (P_{falha}), para o caso de uma distribuição normal, pode ser definida pela equação 13:

$$P_{falha} = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi\left[\frac{\mu_G}{\sigma_G}\right] \quad (13)$$

em que,

P_{falha} é a probabilidade de falha;

β é o índice de confiabilidade;

Φ é a função de distribuição acumulada para variável normal reduzida.

A partir da simplificação no cálculo do valor de β , a equação 13 aponta com que frequência o desvio-padrão (σ_G) da variável aleatória (G) pode ser contabilizado entre zero e o valor médio(μ_G). A probabilidade de falha é a probabilidade de G ser menor que zero, ou seja, $P_{falha} = P(G = R-S < 0)$, supondo que as variáveis R e S sejam normalmente distribuídas.

A função estado-limite G para mais de duas variáveis aleatórias, é obtida pela equação 14:

$$G = g(x) = g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (14)$$

Expandindo-se a equação 14 em série de Taylor centrada nos valores médios das variáveis, obtém-se a equação 15 e, ao utilizar apenas o termo de primeira ordem, chega-se à equação 16:

$$G = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{xi}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} (X_i - \mu_{xi}) (X_j - \mu_{xj}) + \dots \quad (15)$$

$$G = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{xi}) \quad (16)$$

A média e a variância da variável G (margem de segurança) são calculadas pelas equações 17 e 18, respectivamente:

$$\mu_G = g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \mu_{x3}, \dots, \mu_{xn}) \quad (17)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \text{Var}(X_i) \quad (18)$$

Conforme MacGregor (1976), esse procedimento é conhecido como um método probabilístico de segundo momento (FOSM) e considera apenas dois parâmetros estatísticos, a média e o coeficiente de variação, para descrever a distribuição das variáveis. Ainda segundo o autor, para um valor de β maior que 3 (três) é possível calcular a probabilidade de falha (P_{falha}), usando-se a equação 19:

$$P_{falha} = 460. e^{-4,3.\beta} \quad (19)$$

Com o índice de confiabilidade admissível, ou índice de confiabilidade alvo β , McGregor (1976) estabelece uma correlação aproximada entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha que são apresentados na tabela 2. Os patamares de probabilidade de falha sugeridos como aceitáveis por alguns pesquisadores (entre valores entre 10^{-3} e 10^{-6}) resultam em índices de confiabilidade entre 3 e 4,5.

Tabela 2 – Valores de $P_{falha} = \Phi(-\beta)$

β	$P_{falha} = \Phi(-\beta)$
0,67	$2,5 \times 10^{-1}$
1	$1,6 \times 10^{-1}$
1,28	$1,0 \times 10^{-1}$
1,64	$5,0 \times 10^{-2}$
2	$2,3 \times 10^{-2}$
2,32	$1,0 \times 10^{-2}$
3	$1,4 \times 10^{-3}$
3,1	$1,0 \times 10^{-3}$
3,5	$1,1 \times 10^{-4}$
4	$3,2 \times 10^{-5}$
4,5	$3,0 \times 10^{-6}$

Fonte: Adaptado de MacGregor (1976) e Castro (1997).

Uma outra abordagem mais recente aponta que cada probabilidade de falha pode ser associada a um equivalente índice de confiabilidade, segundo estabelece o Código Modelo de Probabilidade (PROBABILISTIC MODEL CODE, 2000)¹⁰. Alguns valores sugeridos de $\Phi(-\beta)$ e os respectivos valores de β são apresentados na tabela 3.

O FOSM pode levar a erros significativos quando as funções de falha não são lineares. Um outro ponto negativo desse método é que as informações da distribuição das variáveis não são utilizadas, mesmo quando disponíveis. Para suprir essas

¹⁰ PROBABILISTIC MODEL CODE. **Part 1 - Basis of Design**, Joint Committee on Structural Safety - JCSS-OSTL/DIA/VROU, 10-11-2000.

PROBABILISTIC MODEL CODE. **Part 3 – Resistance Models**, Joint Committee on Structural Safety - JCSS-OSTL/DIA/VROU, 10-11-2000.

deficiências, foi proposta uma outra abordagem, denominada AFOSM (*advanced first order second moment*) que tem como principal vantagem, em relação ao FOSM, a utilização da distribuição das variáveis, e que permite posteriormente a transformação de variáveis não normais em variáveis normais equivalentes.

Tabela 3 - Valores de $\Phi(-\beta)$ – Probabilistic Model Code (2000)

$P_{falha} = \Phi(-\beta)$	β
1×10^{-1}	1,28
1×10^{-2}	2,33
1×10^{-3}	3,09
1×10^{-4}	3,71
1×10^{-5}	4,26
1×10^{-6}	4,75
1×10^{-7}	5,19
1×10^{-8}	5,62
1×10^{-9}	5,99

Fonte: Adaptado de Probabilistic Model Code(2000).

2.2.2.3 Advanced First-Order Second-Moment Method (AFOSM)

No método AFOSM, assim como no FOSM, a função de falha também é expandida por Série de Taylor. Entretanto, neste caso, a expansão é centrada no chamado ponto de projeto, ponto de maior probabilidade de ocorrência pertencente à função de falha, obtido de forma iterativa, aplicando-se o algoritmo de Hasofer e Lind¹¹ (1974, apud HALDAR e MAHADEVAN, 2000). Esse ponto pode ser obtido geometricamente no campo de variáveis normais reduzidas: é o ponto que corresponde à menor distância entre a função de falha e a origem das variáveis normais reduzidas equivalentes. Para isso, é necessária a transformação das variáveis aleatórias em variáveis normais reduzidas.

A transformação de variáveis aleatórias se dá pela substituição de uma variável por outra equivalente. Para transformar uma variável aleatória X em outra variável Y, utiliza-se a equação 20, sendo y' a derivada de y em relação a x:

¹¹ HASOFER, A. M. ; LIND, N. C. Exact and Invariant Second Moment Code Format. **Journal of Engineering Mechanics**. v 100, n 1, p, 111-121, 1974

$$f_y(y) dy = f_x(x) dx \rightarrow f_y(y) dy = \frac{f_x(x)}{|y'|} \quad (20)$$

Segundo Hassofer e Lind (1974), uma variável com distribuição normal é transformada em outra variável normal reduzida equivalente. Em problemas com mais de uma variável, essa transformação pode ser expressa pela equação 21:

$$Y_i = \Phi(X_i) = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \quad (21)$$

em que,

Φ é a função de distribuição acumulada da variável normal reduzida;

μ_i é a média da variável X_i ;

σ_i é o desvio-padrão da variável X_i .

O vetor de variáveis originais pode ser escrito em função do vetor de variáveis normais reduzidas (equação 22) e também pode-se obter o jacobiano, que representa as derivadas das variáveis originais X em relação às variáveis normais reduzidas Y , como apresentado na equação 23:

$$X = Y\sigma - \mu \quad (22)$$

$$J_{xy} = \frac{\partial X}{\partial Y} = \sigma \quad (23)$$

em que,

μ é o vetor de médias das variáveis X ;

σ é o vetor dos desvios-padrão das variáveis X ;

J_{xy} é o jacobiano das variáveis X em relação às variáveis Y .

Além da transformação das variáveis aleatórias, a função de falha também deve ser descrita em função das variáveis normais reduzidas Y . Devido à linearização da função de falha, característica do método AFOSM, o conhecimento do ponto de projeto y^* , ponto de maior probabilidade da função de falha, e do gradiente da função de falha, $g_y(y)$, é suficiente para a determinação da função de falha linear no domínio das variáveis normais reduzidas Y . O gradiente da função de falha $g_y(y)$ é definido pela equação 24:

$$g_y(Y) = \frac{\partial g}{\partial X} \frac{\partial X}{\partial Y} = J_{xy} g_X(X) \quad (24)$$

O ponto de projeto y^* pode ser determinado de diversas formas. A principal e mais utilizada é a forma numérica, a qual é iniciada adotando-se como ponto de projeto as médias das variáveis e atualizando-se seus valores a cada iteração. O índice de confiabilidade é obtido geometricamente como a distância entre a origem das variáveis normais reduzidas e o ponto de maior probabilidade MPP (*most probable point*) na função de falha, conforme figura 10.

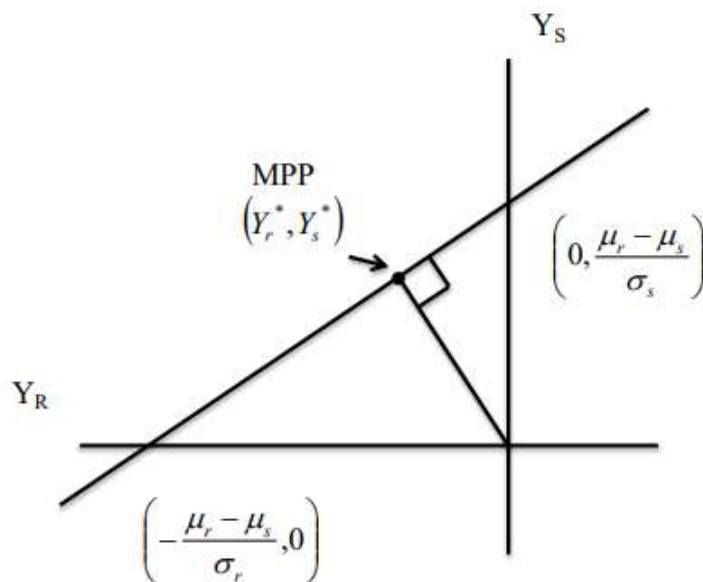


Figura 10 - Significado geométrico do índice de confiabilidade no problema com duas variáveis

Fonte: Santos (2014).

Em problemas com mais de uma variável, a função de falha linear é aproximada pela equação 25 e o índice de confiabilidade é calculado pela equação 26:

$$G(X) = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots + a_n X_n \quad (25)$$

$$\beta = \min (y^T y)^{1/2} \text{ sendo } g(y) = 0 \quad (26)$$

em que,

a_0, a_1, a_2, a_n são os coeficientes que determinam a reta que, por sua vez, representa a função de falha;

y é o vetor de variáveis normais reduzidas.

Em problemas de confiabilidade com função de falha não linear, o que se faz é linearizar a função no ponto de projeto, como mostra a figura 11. Nesse aspecto, o método AFOSM é bastante limitado, pois seu procedimento viabiliza apenas a obtenção da probabilidade de falha de problemas com distribuições normais.

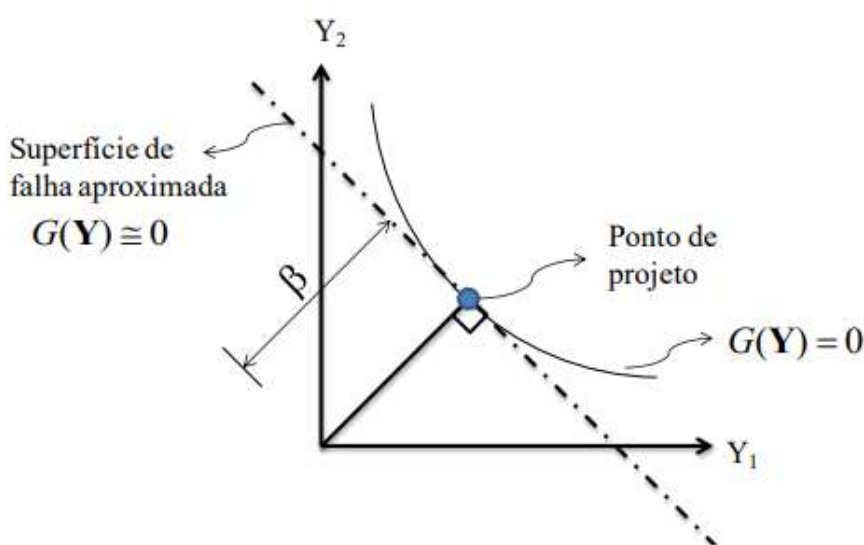


Figura 11 - Representação esquemática do índice de confiabilidade
Fonte: Santos (2014).

2.2.3 Second Order Reliability Method – SORM

O método SORM também utiliza as informações estatísticas das variáveis aleatórias, porém, representa a equação de estado limite como superfícies quadráticas. O SORM é um refinamento do método FORM que aplica uma expansão da função estado limite por série de Taylor.

Para o escopo deste trabalho, a aproximação por uma função linear já é consistente, portando o método SORM não será detalhado, pois não é objeto de estudo nesta pesquisa.

2.2.4 Associação da confiabilidade com os coeficientes parciais de segurança

De especial interesse são os chamados fatores de ponderação α_R (influência da resistência na segurança) e α_S (influência da ação na segurança), os quais mostram

com que peso a variável correspondente participa do valor da probabilidade de falha e, conseqüentemente, do índice de confiabilidade, e podem ser calculados a partir das equações 27 e 28:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (27)$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (28)$$

Estes fatores devem atender a condição da equação 29:

$$\alpha_R^2 + \alpha_S^2 = 1 \quad (29)$$

A confiabilidade-alvo β_0 pode ser aplicada para estabelecer os coeficientes de ponderação das ações e da resistência, que são determinados com base em análise de confiabilidade. Os parâmetros estatísticos aplicados são a média, o desvio-padrão e, eventualmente, uma medida da correlação entre as variáveis envolvidas, geralmente a covariância, tanto da resistência (R) como das ações (S).

Os resultados são exatos para variáveis normalmente distribuídas. Para outras distribuições, o resultado é apenas aproximado. O procedimento proposto por Basler e Cornell (Cornell, 1969) pode ser desenvolvido tomando-se como requisito que $\beta \geq \beta_0$, em que β_0 representa o nível de confiança desejado. O valor de β_0 recai na faixa entre 3 e 6. Partindo-se das equações 27 e 28, tem-se as equações (30), (31) e (32):

$$\mu_R - \mu_S \geq \beta_0 \cdot \sigma_M \quad (30)$$

$$\mu_R - \mu_S \geq \beta_0 \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot \sigma_R + \beta_0 \cdot \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot \sigma_S \quad (31)$$

$$\mu_R - \mu_S \geq \beta_0 \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R + \beta_0 \cdot \alpha_S \cdot \sigma_S \quad (32)$$

Ordenando-se os termos R e S, obtêm-se as equações 33 e 34:

$$\mu_R - \alpha_R \cdot \beta_0 \cdot \sigma_R \geq \mu_S + \alpha_S \cdot \beta_0 \cdot \sigma_S \quad (33)$$

$$\mu_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta_0 \cdot \sigma_R) \geq \mu_S \cdot (1 + \alpha_S \cdot \beta_0 \cdot \sigma_S) \quad (34)$$

Essa condição pode ser abreviada da seguinte forma:

$$r^* \geq s^* \quad (35)$$

e estabelece que o valor de projeto r^* da resistência deve ser maior que o valor de projeto s^* da ação. São eles as coordenadas do chamado ponto de projeto.

Em princípio, as expressões $(1 \pm \alpha_X \cdot \beta_0 \cdot V_X)$ são fatores de segurança. Diferem, entretanto, de fatores tradicionais por levar em conta a aleatoriedade das variáveis. As expressões são função do nível de confiabilidade desejado β_0 e dependem do desvio-padrão (σ_X), do coeficiente de variação (V_X) ou da variável respectiva (X), sendo ponderados por meio do fator α_X . O coeficiente de variação é determinado pelas expressões 36:

$$V_X = \begin{cases} V_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \\ V_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S} \end{cases} \quad (36)$$

MacGregor (1976) ainda explica que, de acordo com as normas ACI (1971) e CSA (1973), a resistência R é multiplicada por um fator menor que 1 (um) e a ação S é multiplicada por um fator maior que 1 (um). Dessa forma, obtêm-se as equações de 37 a 42:

$$\mu_R = R \phi_R \quad (37)$$

$$\mu_S = S \gamma_S \quad (38)$$

$$\mu_R \cdot \phi_R \cdot (e^{-\alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R}) \geq \mu_S \cdot \gamma_S \cdot (e^{+\alpha_S \cdot \beta_0 \cdot V_S}) \quad (39)$$

$$R \phi_R \geq S \gamma_S \quad (40)$$

$$\phi_R = (1 - \alpha_R \cdot \beta_0 \cdot V_R) = \frac{1}{\gamma_R} \quad (41)$$

$$\gamma_S = (1 + \alpha_S \cdot \beta_0 \cdot V_S) \quad (42)$$

em que,

γ_R é o coeficiente parcial da resistência;

γ_S é o coeficiente parcial das ações.

Nowak e Collins (2000) apontam que a Teoria da Confiabilidade, alicerçada na avaliação da probabilidade de falha, pode ajudar a encontrar valores aceitáveis dos coeficientes de segurança.

Utilizando-se o FORM (FOSM ou AFOSM), é possível introduzir determinadas condições de segurança em normas de cálculo de estruturas, de modo que os coeficientes de ponderação das ações e das resistências possam ser fixados para satisfazer os índices de confiabilidade especificados.

Santiago (2019) mostrou que, para o caso das normas brasileiras, ao se fixar o índice de confiabilidade β em 3,0, os coeficientes de ponderação das resistências, se aplicados à resistência à compressão do concreto, γ_c , e à tensão de escoamento do aço, γ_s , aproximam-se dos valores sugeridos pelas normas brasileiras atuais. Para o caso do concreto armado, os valores obtidos com a calibração a partir da confiabilidade foram 1,42 para o concreto (o sugerido nas normas é 1,40) e 1,17 para o aço (o sugerido nas normas é 1,15).

3 PARTE B: ESTADO-DA-ARTE SOBRE O DESENVOLVIMENTO DAS NORMAS ASSOCIADAS À SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS NO BRASIL E NA EUROPA

A história mostra que a experiência da humanidade, seja pela construção de abrigos ou para a transposição de obstáculos naturais, perpassa pelos sistemas de construção. Para que determinados patamares de segurança fossem atingidos, muitas obras eram feitas baseando-se na intuição ou nos conhecimentos adquiridos em construções passadas.

Com o advento do fogo, da mineração, da metalurgia e da industrialização, a utilização de novos materiais permitiu, e ainda permite, conceber estruturas mais ousadas, e sem precedentes, com o avançar do tempo.

A comparação com estruturas já existentes e de desempenho satisfatório, tornou possível estipular a resistência de certo material ou elemento estrutural, e as ações que podem solicitar determinada estrutura, assim inspirando matemáticos, físicos, químicos e engenheiros a tentarem padronizar a maneira como materiais e estruturas deveriam ser empregados com a segurança necessária.

Essa padronização, ao longo do tempo, gerou documentos, tais como guias, diretrizes e ábacos, hoje conhecidos por normas, que estabelecem especificações as quais podem, dentre outras funções, quantificar a segurança de uma estrutura.

Uma norma técnica estabelece requisitos mínimos de segurança, que compõem o arcabouço legal para a prática da engenharia. Diversas partes interessadas são envolvidas no processo de elaboração das normas para garantir a segurança dos usuários e produzir estruturas econômicas e sustentáveis para a sociedade em geral.

As normas estabelecem, por exemplo, os níveis de risco aceitáveis para uma sociedade. Se por um lado, as normas excessivamente conservadoras potencializam o consumo de recursos pela construção civil, por outro lado normas excessivamente arrojadas podem expor a sociedade, e os usuários, a níveis de risco intoleráveis.

Os diversos comitês normativos espalhados pelo mundo tratam das intensidades das ações e da resistência dos materiais, arbitrando valores limites que poderiam ser encontrados para cada tipo de construção. Os métodos por meio dos

quais a relação entre as ações e as resistências é ponderada também foram, e ainda são consolidados nas normas.

Assim sendo, via de regra, os métodos são consolidados em coeficientes, que atuam na ponderação das ações e das resistências. Com isso, o dimensionamento das estruturas representa um sinuoso equilíbrio entre a avaliação da segurança – seja pela capacidade de carga, pelo desempenho em serviço ou pela durabilidade – e a economicidade¹².

Esta ponderação não é uma tarefa trivial, pois é determinada pela parametrização de coeficientes associados às ações e às resistências, delineados pela experiência prática, por contribuições da literatura e, algumas vezes, por modelos de simulação numérica. Neste ponto pode parecer natural que a confiabilidade estrutural seja um aspecto absorvido pelas normas técnicas de segurança estrutural, mas esta relação nem sempre existiu.

Da antiguidade até meados do século XX, a engenharia estrutural evoluiu de um ofício empírico para uma profissão. Na maior parte da história da humanidade, a questão da segurança foi uma abordagem empírica de tentativa e erro.

Quando uma estrutura é construída pela primeira vez, o nível de segurança é alto, pela falta de experiência e confiança dos projetistas, o que resulta em estruturas seguras, contudo antieconômicas. Com as experiências bem-sucedidas, o nível de segurança vai diminuindo gradualmente, pois a confiança dos projetistas aumenta, o que resulta em estruturas cada vez mais leves.

Essa tendência continua até ocorrer uma falha, muitas vezes trágica, com perda de vidas. Em reação, as exigências de segurança aumentam, na maioria das vezes mais do que o necessário. O processo vai se repetindo, e cada vez mais se aproxima do que pode ser considerado como sendo o dimensionamento ótimo, conforme Henriques (1998).

A evolução dos níveis de segurança estrutural ao longo do tempo pode ser analisada pela figura 12, na qual: o nível I refere-se a um período de dimensionamento

¹² Economicidade é a característica de algo que é econômico, isto é, que pode ser realizado com baixos custos.

conservador, com nível de segurança muito elevado; o nível II refere-se a um aumento da confiança, graças a experiências bem sucedidas, com diminuição gradual do nível de segurança a partir do momento em que se assume um pouco mais de risco no projeto; o nível III representa uma ocorrência de falha na estrutura, geralmente catastrófica; e o nível IV representa, em função da ocorrência de falhas, um aumento do nível de segurança para as estruturas seguintes, uma compensação devida ao medo de novas falhas estruturais.

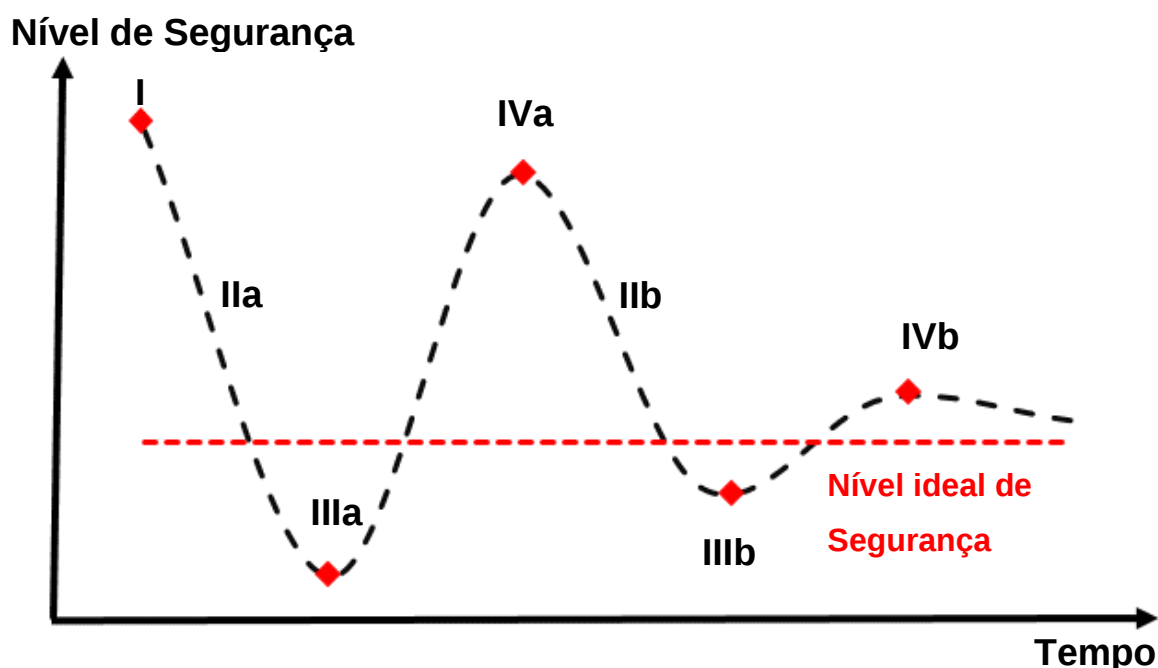


Figura 12 – Evolução temporal dos níveis de segurança
Fonte: Adaptado de Henriques (1998).

A segurança na engenharia civil é tão antiga quanto a prática da construção na história do homem. Nesse processo histórico, o ser humano sempre admitiu, em suas decisões, uma margem de segurança, prospectando a variabilidade do futuro e suas incertezas. Desse processo, surgiu o fator de segurança.

Tradicionalmente, também, pensa-se que o estabelecimento de um fator de segurança elevado afasta a obra da condição de ruína. Nesta direção, o escocês William John Macquorn Rankine (1820 -1872), conhecido como o precursor da teoria de empuxo na área de Mecânica dos Solos, formalizou contribuições acerca dos fatores de segurança e do critério de máxima tensão normal e inúmeras

contribuições na resistência dos materiais, como por exemplo o critério de resistência de materiais frágeis.

Os cálculos formais registrados da resistência das estruturas são observados a partir do século XIX com as teorias de Navier¹³ e Coulomb. Um dos primeiros registros de norma técnica contendo métodos objetivos de verificação da segurança remete a 1844 com o *London Building Act*, que aponta diversas atualizações, tais com a de 1894, e de 1930¹⁴.

Já em 1862, o Manual de Engenharia Civil de Rankine¹⁵, cujo documento está disponível de forma digital na rede, recomendava valores de fatores de segurança para materiais perfeitos e materiais comuns de boa qualidade, indicados na Tabela 4. Observa-se que a aplicação do princípio das tensões admissíveis na engenharia civil é tão antiga quanto a prática da construção na história do homem e que os valores documentados neste manual indicam as primeiras formalizações dos fatores de segurança.

Tabela 4 - Fatores de Segurança recomendados pelo Manual de Engenharia de Rankine (1862)

Condição do Material	Fatores de Segurança Recomendados	
	Cargas impostas lentamente Ações permanentes	Cargas impostas subitamente Ações variáveis
Materiais manufaturados	2	4
Materiais comuns		
Metal (ferro)	3	6
Madeira	4 a 5	8 a 10
Alvenaria	4	8

Fonte: Adaptado de Rankine (1862).

¹³ Note relative à l'emploi du fer dans les constructions en maçonneries p. 342-343, dans **le Journal du Génie Civil**, 3, 1829.

¹⁴ **London Building Act Chapter civii** (1930). Disponível em: https://www.legislation.gov.uk/ukla/1930/158/pdfs/ukla_19300158_en.pdf

¹⁵ RANKINE, J.B. **A Manual of Civil Engineering**. London: Griffin. TE. R. Gerstein Library, 1862, 816p. Disponível em < <https://archive.org/details/manualofcivileng00rankuoft/page/n6>>

Quando o carregamento era composto por carga aplicada, lenta ou instantânea, simultaneamente devia-se multiplicar cada parcela de carga por seu próprio fator de segurança, e somar os produtos. Observa-se que, para as cargas impostas subitamente, que podem ser associadas às ações variáveis, os fatores de segurança se mostram o dobro daqueles necessários para as cargas impostas lentamente, as quais, pode se inferir, representam as cargas permanentes. Nota-se ainda certa semelhança entre os fatores de segurança aplicados à alvenaria e à madeira.

Em 1903, testes de laboratório foram iniciados pela *Joint Committee* e se estenderam por sete anos, seguidos de cinco anos de testes em edifícios reais, a partir da correlação das solicitações obtidas em provas de cargas associadas às rupturas reais de elementos estruturais comparadas as premissas de projeto adotadas no dimensionamento de tais elementos. Apesar de todo este trabalho, quando as normas foram publicadas em 1917, sofreram duras críticas, segundo Santos (2012).

Souza-Junior (2008) e Santos (2012), em revisão da literatura, resgatam que, em 1904, a Associação Germânica de Arquitetos e Engenheiros e a Associação Alemã do Concreto iniciaram o projeto preliminar de normalização para dimensionamento, execução e ensaio de estruturas de concreto armado. Esse projeto serviu de base para a regulamentação, que logo depois foi promulgada pelo governo da Prússia. Os regulamentos determinaram que os projetos fossem examinados pelas autoridades públicas que autorizavam as construções. Os relatórios emitidos por essas autoridades seriam, dois anos depois, utilizados para uma revisão desses regulamentos.

Henriques (1998) e Santos (2012) mencionaram que, em 1906, a França promulgou sua norma, bastante liberal, expressando o desejo de encorajar as experiências e o avanço da tecnologia. No entanto, tensões máximas admissíveis para aço, ferro e diferentes tipos de concreto foram estabelecidas em valores conservadores para a época, gerando várias críticas.

A Inglaterra, em 1907, publicou o primeiro relatório *do Joint Committee*, uma junta criada em 1906 com membros do *Concrete Institute*, que reunia o *Reinforced Concrete Committee*, *British Fire Prevention Committee* e empresas atuantes na área. Nos quatro anos seguintes, foram publicadas revisões desse primeiro código, de

1907, muito similar ao código de concreto armado francês. Em 1915, o *London County Council* promulgou sua regulamentação para a área metropolitana, que diferia muito pouco da versão apresentada pelo *Joint Committee* (Langendonck ,1944).

Normas para a utilização do concreto armado foram desenvolvidas nos Estados Unidos por representantes do *American Society for Testing and Materials* e de organizações dos engenheiros civis, engenheiros ferroviários e fabricantes de cimento. Tendo considerado que os resultados e interpretações dos testes realizados até o início do século XX eram inconclusivos, a junta americana decidiu instituir um programa de pesquisa, distribuindo recursos a onze universidades (Langendonck, 1944).

Em 1910, o ACI publicou o primeiro código de construção associado às estruturas construídas em concreto armado, chamado de *Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete*, que, em 1956, assumiu o dimensionamento por meio do Método das Tensões Admissíveis e, em 1971, inseriu a abordagem do Método dos Estados Limites. Esse documento foi aprimorado até se transformar na norma *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318). Essa norma, ilustrada na figura 13, é o documento básico para projeto de edifícios em concreto armado nos EUA e especifica fatores de resistência, fatores de carga e de resistência de cálculo (Langendonck ,1944; Fusco, 1974).

O documento *Building Code Requirements for Structural Concrete* fornece requisitos mínimos para os materiais, o projeto e o detalhamento de construções de concreto estrutural e, quando aplicável, para elementos não estruturais de concreto. Esse código tratou de sistemas estruturais, elementos e conexões, incluindo construções moldadas no local, pré-moldadas, não protendidas, protendidas e compostas.

Entre os assuntos abordados estão: projeto, definição de resistências e carregamentos, facilidade de manutenção e durabilidade, combinações de carga, coeficientes de majoração de ações e minoração de resistências, métodos de análise estrutural, limites de deflexão, definição de ancoragem mecânica e aderente ao concreto, inspeções e testes de campo, e métodos para avaliar a resistência das estruturas existentes.

Para o caso canadense, em 1951, há registros do documento denominado *Construction Specifier*, cujo conteúdo se preocupava com a escrita de especificações. Esse documento foi utilizado como base pelo instituto canadense denominado *Construction Specifications Institute (CSI)*, responsável pelas especificações voltadas para a área da construção. Surgiu então, em 1959, a revista denominada *Specification Associate*, uma publicação oficial da Associação de Escritores de Especificação do Canadá (SWAC), sendo seu editor fundador, Russell Cornell, auxiliado por Bob Fernandez e Stuart Frost (Fusco, 1974).

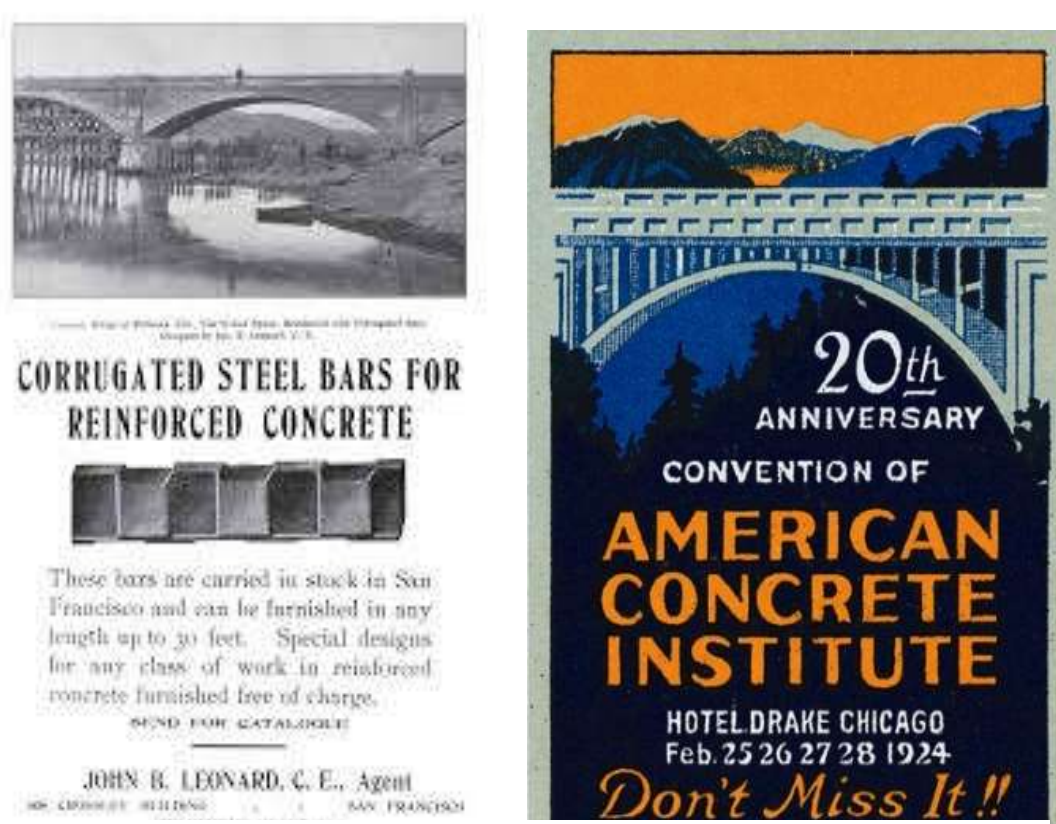


Figura 13 – Ilustração das versões da norma do ACI

Fonte: O Autor (2021).

A publicação foi criada para atender às necessidades de redatores de especificações, arquitetos, engenheiros e outros envolvidos no projeto e na construção de edifícios comerciais, industriais e residenciais. A revista ofereceu cobertura detalhada de tópicos relacionados ao projeto e à construção. Os artigos eram escritos por especialistas do setor e forneciam informações atualizadas e soluções sob medida para problemas complexos. A revista mais tarde se tornaria conhecida como *Construction Canada*.

Este processo desenvolvido no Canadá e no Estados Unidos influenciou fortemente o livro de Benjamin e Cornell publicado em 1970 e denominado *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineer*. Em decorrência desta publicação, nos anos subsequentes diversos outros documentos foram publicados tais como as recomendações do *Comité Européen du Béton* (CEB) ¹⁶ ainda em 1970, o livro de Ferry Borges e Castanheta¹⁷ em 1971, e o livro de Tichý e Vorlíček¹⁸ em 1972.

Na publicação do 6º Congresso da *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP) em 1970¹⁹ já se admitia que a distribuição das variáveis de um determinado fenômeno poderia ser definida a partir de uma distribuição de Gauss, também conhecida por distribuição normal e que, na sua forma reduzida, poderia ser fixado *a priori* o quantil de 5% como convencional para definição dos valores característicos. Fusco (1977) relata que estes valores foram fixados e que a resistência característica foi estabelecida a partir do quantil de 5% inferior - ou seja, o valor que tem a probabilidade de 5% de não ser atingido. Para o caso das ações, o valor característico foi estabelecido a partir do quantil de 5% superior da distribuição correspondente, ou seja, o valor que tem 5% de chance de ser ultrapassado.

A partir da segunda metade do século XX outros estudos foram realizados. Beeby (1994) e Ditlevsen e Madsen (1996) mencionam que a calibração de uma norma é uma atividade exercida por uma autoridade que, com referencial teórico adequado, pode atribuir valores às variáveis objeto da calibração, tais como: i) valores nominais das variáveis (sejam ações ou resistências); ii) coeficientes parciais de segurança; e iii) fatores de redução ou modificação, entre outros.

Nowak *et al* (2001) fazem uma comparação dos níveis de confiabilidade usando três códigos diferentes: a Norma Espanhola IAP-98 (1998), o Eurocode1 (1994) e a

¹⁶ COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON – FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉ CONTRAINTE- **Recommandations internationales pour le calcul d'exécution des ouvrages en bétons – Principes et recommandations**, 6º Congresso da FIP. Praga, 1970.

¹⁷ FERRY BORGES, J.; CASTANHETA, M. **Structural Safety**, Lisboa, LNEC 2ª.ed, 1971.

¹⁸ TICHÝ, M.; VORLÍČEK, M. **Statistical Theory of Concrete Structures**. Shanon, Irish University Press, 1972.

¹⁹ CEB-FIB (1970). **International recommendations for the design and construction of concrete structures**. FIP Sixth Congress, Prague (1970)

AASHTO LRFD (1998). Os autores observam que a segurança de sistemas estruturais pode ser estabelecida na forma de estados limites, e que o não atendimento desses estados limites, sejam eles referentes à condição de serviço ou à condição última, pode levar a estrutura a uma situação de risco.

No Brasil, a partir de 1924, quase todos os cálculos estruturais passaram a ser feitos aqui, com destaque para o engenheiro estrutural Emílio Baumgart. O país publicou seu primeiro regulamento em 1931, na revista Cimento Armado, no qual o coeficiente de segurança foi introduzido de maneira determinística e se aplicava à resistência de cada material, concreto e aço. Por sua vez, a resistência era interpretada como média de um certo número não especificado de corpos-de-prova, apontam Vasconcelos (1985) e Kaefer (1998).

3.1 Tecnologia do concreto e evolução de normas associadas à segurança das estruturas

Kaefer (1998) e Vasconcelos (2015) apresentam um histórico de desenvolvimento e normalização de estruturas de concreto armado. No início do século XX, os avanços em teoria e prática da construção de estruturas de concreto armado eram muito restritos, pois havia poucas publicações que disponibilizassem informações técnicas.

A primeira notícia que se tem registrada de concreto armado remonta a 1855, ano em que Joseph Louis Lambot apresentou em Paris seu bote de concreto armado, contudo, o notável impulso se deu com Joseph Monier e sua patente em 1867 para a construção de vasos em concreto armado, posteriormente ampliada para tubos e reservatórios em 1868, placas em 1869, pontes 1873, escadas em 1875 e, por fim, vigas em 1877.

Contemporâneo a Joseph Monier, Thaddeus Hyatt (não se tem precisão se na Inglaterra ou nos Estados Unidos), em 1877, patenteia um sistema de vigas em concreto armado para construção de casas e, a partir de seus ensaios, publica o artigo *“An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete Combined with Iron as a Building Material”*. Nele, o pesquisador observa que, ao se envolver totalmente o aço com uma camada suficientemente espessa de concreto, obtinha-se um material resistente ao fogo. No mesmo texto, afirma também que a aderência entre aço e

concreto é suficientemente forte para fazer com que a armadura posicionada na parte inferior da viga trabalhe em conjunto com o concreto comprimido da parte superior da viga.

Essas contribuições permitiram que Hyatt se tornasse um precursor do concreto armado, possivelmente o primeiro pesquisador a compreender profundamente a necessidade de uma boa aderência entre os dois materiais e do posicionamento correto (nas áreas tracionadas) das barras de aço para que esse material pudesse colaborar eficientemente na resistência do conjunto concreto-aço.

Sinteticamente os registros do desenvolvimento do concreto armado ocorridos na segunda metade do século XIX podem ser citados, tais como: i.) Execução de vigotas e pequenas lajes com emprego de concreto armado por Coignet François (industrial francês) em 1852; ii.) Joseph Monier (jardineiro francês) registrou entre 1867 e 1878 patentes para construção, primeiramente de vasos, tubos e depósitos e, depois, de elementos de construção; iii.) Em 1886, o engenheiro alemão Gustav Adolf Wayss comprou as patentes de Monier, desenvolvendo pesquisas experimentais (publicadas entre 1902 e 1908 pela empresa *Wayss e Freytag*) para o uso do concreto armado como material de construção; iv.) François Hennebique (construtor francês autodidata) construiu, em 1880, a primeira laje armada com barras de aço de seção circular e, em 1892, integrou elementos de pilares e vigas e executou o primeiro pórtico monolítico, patenteando a primeira viga com estribos; e v.) na *Ecole des Ponts et Chaussées*, na França, em 1897, teve início o primeiro curso formal do dimensionamento de estruturas de concreto armado, por Charles Rabut.

Até o final do século XIX, os avanços da teoria e da prática da construção de estruturas de concreto armado permaneciam muito restritos, pois havia poucas publicações que disponibilizassem as informações técnicas de modo que o concreto armado pudesse ser empregado prontamente por engenheiros.

Kaefer (1998), Santos (2012) e Vasconcelos (2015), em seus registros, apontam que essa situação começa a mudar entre 1890 e 1900 e que, na virada do século, ocorre a rápida proliferação de revistas que tratavam de temas relacionados a cimento e concreto. Desse modo, também a publicação de livros sobre a engenharia de concreto se tornou mais frequente, ao mesmo tempo que os países começaram a

regulamentar o uso do concreto armado. Vale destacar particularmente o livro de concreto armado do engenheiro alemão Emil Mörsch, publicado em 1902. Resultado de diversos ensaios experimentais, suas teorias deram origem às primeiras normas para o cálculo e construção em concreto armado.

No Brasil, Emilio Henrique Baumgart pode ser considerado o precursor da engenharia estrutural brasileira, tendo projetado várias obras com diversos recordes mundiais de tamanho ou de originalidade, com o ainda novo concreto armado, tais como: i.) a Ponte Herval (Santa Catarina) sobre o Rio do Peixe, em 1928, um recorde mundial de vão em viga reta de concreto armado (68 metros), quando foi usada pela primeira vez a técnica de “balanços sucessivos”; ii.) o Edifício “A Noite” no Rio de Janeiro, em 1928, com 22 pavimentos, sendo, à época, o maior edifício em concreto armado do mundo.

Os documentos ganharam mais corpo e se formalizaram principalmente após a década de 30, e começaram a ganhar força na primeira metade do século XX em várias partes do mundo, sendo grande parte deles influenciada pelas publicações de Emil Morsh²⁰ e Charles Rabut²¹. Esses documentos são apresentados no quadro 4.

Um dos primeiros órgãos de normalização a se formar foi a *American Society for Testing and Materials* (ASTM), criada em 1898. A *British Standards Institution* foi outro órgão também criado anteriormente ao período entre guerras. Já após a Primeira Guerra Mundial, foram criadas a *Deutsche Industrie Normen* (DIN) e a Comissão Permanente de *Standardização* que, em 1926, será transformada na Associação Francesa de Normalização (AFNOR).

Outras normas também importantes e de interesse no estudo das estruturas de concreto são os documentos elaborados pelo *Comité Euro-International du Béton*; o

²⁰ Dentre as publicações de Emil Morsh a que se destaca aqui é seu livro chamando **Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung**. 1902. Disponível em: <https://archive.org/stream/dereisenbetonba00aggoog#page/n5/mode/1up>

²¹ Dentre as publicações de Charles Ravut a que se destaca aqui é seu livro chamando **Current Armed Concrete, its Principles and Resources**, em *Annales des Ponts et Chaussées*, 1908. Disponível em: <https://gallica.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k6125979/f145.item.zoom> E a **Circulaire du 20 octobre 1906, concernant les instructions relatives à l'emploi du béton armé**. Disponível em : <https://www.shf-lhb.org/articles/lhb/pdf/1907/07/lhb1907034.pdf>

Eurocode 2, desenvolvido pelo *European Committee Standardization*; e o ACI 318, desenvolvido pelo *American Concrete Institute*, entre outros.

Quadro 4 – Regulações para dimensionamento de estruturas de concreto armado na primeira metade do século XX

País	Documento	Data
Fr/30	<i>Règlemente sur les constructions en béton armés par la Chambre Syndicale des Constructeurs de Ciment Armé de France</i>	22/01/1930
ABC	Regulamento para as construções de concreto armado, sancionado pela Associação Brasileira do Concreto	03/07/1931
Fr/34	<i>Instructions relatives à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du Ministère des Travaux Publics de France. Annexe n.º1 à la Circulaires Série A n.º 8</i>	22/07/1934
GB/34	<i>Code of practice for reinforced concrete as recommended by the Reinforced Concrete Structures Committee of the Building Research Board. London</i>	1934
Sui/35	<i>Normes concernat le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques et des constructions en béton et en béton armé de la Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, approuvées par le Conseil Fédéral Suisse</i>	14/05/1935
Por/35	<i>Regulamento do betão armado, aprovado por Decreto n.º25.948, Portugal, Diário do Governo</i>	16/10/1935
ABCP	Normas para execução e cálculo de concreto armado, publicadas pela Associação Brasileira de Cimento Portland	1937
DIN-1045	<i>Bestmmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton des Deutschen Ausschusses für Eisebeton</i>	01/1938
DIN-1075	<i>Berechnungsgrundlagen für massive Brücken, Deutscher Normenausschuss, Ausgabe</i>	11/1938
Esp/39	<i>Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón. Ministério de obras Públicas de España</i>	03/02/1939
It/40	<i>Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato, Reggio Decreto n.º2229, Italia, Gazzeta Ufficiale</i>	18/04/1940
JC	<i>Recommended practice and standard specfictions for concrete and reinforced concrete by Joint Committee on Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete. U.S.A</i>	06/1940
NB-1	Norma Brasileira para cálculo e execução de obras de concreto armado, adotada pela Associação Brasileiras de Normas Técnicas em 9/1940 e modificada em 9/1943	09/1940
ACI	<i>Building regulations for reinforced concrete of the American Concrete Institute. A.C.I. 381-41.</i>	1941
AASHTO	<i>Standard Specifications for highways bridges adopted by Association of State Highway Officials, 3ª edition.</i>	1941

Fonte: Adaptado de Langendonck (1944).

A primeira norma sobre estruturas de concreto foi feita na Suíça e data de 1903. Seguiram-se a ela a alemã, de 1904, a francesa, de 1906, a inglesa, de 1907, e, em 1910, foi publicada a primeira norma Americana²².

Já na normatização brasileira, Langendonck (1944) aponta que, nos casos comuns, desde a década de 40, é costume fixar, para a tensão admissível de compressão no concreto, uma fração determinada de sua resistência à compressão medida em corpos de prova, com forma e dimensões prefixadas, e o inverso da fração era o então chamado coeficiente de segurança.

O autor ainda reforça que, naquela época (final da primeira metade do século XX), quase todos os regulamentos estabeleceram coeficientes de segurança mais rigorosos para o caso de compressão axial do que para o caso da compressão na flexão. Essa tendência se deve ao fato de que alguns ensaios então realizados indicaram que o concreto tem maior resistência à flexão do que à compressão simples.

Mesmo considerando-se a hipótese de que a seção transversal do elemento estrutural se mantenha plana quando submetida à flexão, a distribuição de tensões ocorre segundo uma curva tensão-deformação que, nas proximidades da ruptura, se afasta sensivelmente do comportamento linear. Ensaaios realizados em 1930 e 1935, por Graf²³ e Gilkey²⁴, mostram que a resistência à compressão na flexão varia de 1,6 a 2,9 vezes e 1,7 a 2,6 vezes, respectivamente, e os valores médios da resistência à compressão na flexão resultaram 2,1 e 2,0 vezes maiores que as tensões na compressão simples, respectivamente.

Outros autores, como Gehler e Amos²⁵, em 1937, que replicaram os ensaios comparativos entre resistências obtidas na compressão por flexão e na compressão simples, chegaram a relações que variaram entre 1,70 a 2,21 vezes. Esses resultados

²² NATIONAL ASSOCIATION OF CEMENT USERS. **Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete**. Philadelphia, USA, Feb. 1910

²³ GRAF, O. **Der Aufbau des Mötesl und des Betons**. Berlim, 1930, 91p.

²⁴ GILKEY, H.F. **Experiments with concrete torsion**. Proceedings of the American Society of Civil Engineer. 1935, 131p.

²⁵ GEHLER, W.; AMOS, H. **Versuche an Plattenbalken mit Bewehrungen mit hoher Streckgrenze**. Hel 86, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Berlim. 1937, 11p.

são praticamente iguais a 2,0, para seções retangulares, o que na verdade já reforça o que foi sugerido por Mörsch²⁶ em 1923. Diferentes regulamentos para compressão axial ou para flexão prescreveram limites, coeficientes de segurança e tensões admissíveis, conforme quadro 5.

Quadro 5 – Coeficientes de segurança e tensões admissíveis nos documentos reguladores na primeira metade do século XX

Norma	Compressão	
	Axial	Flexão
Fr/30	$(0,32 \text{ a } 0,36) \sigma_{p'k}$	
ABC	$(1 \text{ a } 1,2) \frac{\sigma_{c28}}{3,6} \leq 65 \text{ kgf/cm}^2$	$(1 \text{ a } 1,2) \frac{\sigma_{c28}}{2,7} \leq 65 \text{ kgf/cm}^2$
Fr/34	$(1 \text{ a } 1,08) \times 0,28 \sigma_{k90}$	
GB/34	$\frac{0,8}{3} \times \sigma_{k28}$	$\frac{1}{3} \times \sigma_{k28}$
Sui/35	$40 \text{ kgf/cm}^2 \text{ a } 1,3 \times 70 \text{ kgf/cm}^2$	$55 \text{ kgf/cm}^2 \text{ a } 1,3 \times 100 \text{ kgf/cm}^2$
Por/35	$\frac{\sigma_k}{3,5} \leq 60 \text{ kgf/cm}^2$	$\frac{\sigma_k}{3,5} \leq 65 \text{ kgf/cm}^2$
DIN-1045	$35 \text{ a } \frac{\sigma_{k28}}{3} \leq 70 \text{ kgf/cm}^2$	$40 \text{ a } \frac{\sigma_{k28}}{3} \leq 65 \text{ kgf/cm}^2$
Esp/39	$\frac{\sigma_{c28}}{2,4 \text{ a } 3}$	
It/40	$\frac{\sigma_{k28}}{3} \leq 60 \text{ kgf/cm}^2$	$\frac{\sigma_{k28}}{3} \leq 75 \text{ kgf/cm}^2$
JC	$0,18 \sigma_{c28}$	$0,45 \sigma_{c28}$
NB-1	$\frac{\sigma_{c28}}{3} \leq 60 \text{ kgf/cm}^2$	$\frac{\sigma_{c28}}{3} \leq 60 \text{ kgf/cm}^2$
ACI	$0,18 \sigma_{c28}$	$0,45 \sigma_{c28}$
AASHTO	$\frac{\sigma_{c28}}{5}$	$\frac{\sigma_{c28}}{3}$

Legenda:

$\sigma_{p'k}$: Tensão de ruptura em dois cubos superpostos com idade em k dias;

σ_{c28} : Tensão de ruptura em cilindros com idade de 28 dias;

σ_{k90} : Tensão de ruptura em cubos com idade de 90 dias;

σ_{k28} : Tensão de ruptura em cubos com idade de 28 dias;

σ_k : Tensão de ruptura em cubos com idade k dias;

Fonte: Adaptado de Langendonck (1944).

²⁶ MÖRSCH. E. **Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung**. Stutgard, 6ªed.1ºv.,1ªmetade. 1923, 141p.

No final da primeira metade do século XX, a segurança era verificada pelas tensões admissíveis que, resumidamente, eram sempre bem menores que as correspondentes tensões de ruptura, para que se tivesse uma margem razoável de segurança. Essas tensões admissíveis eram ou estabelecidas pelos calculistas, ou fixadas por regulamentos e, para garantir a segurança da estrutura, no dimensionamento esses valores não deveriam ser ultrapassados.

Especificamente para estruturas de aço, durante um século, e até hoje, pode-se perceber que o critério de fatores de segurança imperou no dimensionamento de estruturas. Nos Estados Unidos, por exemplo, o dimensionamento de estruturas de aço foi delineado pelo método das tensões admissíveis, no qual as alterações nos fatores foram ajustadas em cada período, conforme tabela 5.

É notável perceber movimentos de decréscimo dos fatores de segurança, como por exemplo entre 1880 e 1918 de 2,00 para 1,72; seguidos por movimentos de ascensão, como por exemplo entre 1918 e 1923 de 1,72 para 1,83. Esses movimentos, ora de forma ascendente ora de forma descendente, reafirmam a tendência já apresentada na figura 12.

Tabela 5 - Evolução dos Fatores de Segurança e da Tensão Admissível nos E.U.A. para estruturas metálicas

Ano	Tensão Mínima de Escoamento (MPa)	Fator de Segurança	Tensão Admissível (MPa)
1880	197	2,00	94
1918	190	1,72	110
1923	228	1,83	124
1936	228	1,65	138
1963	248	1,67	152

Fonte: Adaptado de Souza-Junior (2008) e Galambos (1982).

O resgate das normas para cálculo estrutural, particularmente voltadas a estruturas de aço, mostra que o fator de segurança recomendado há quase 140 anos era igual a 2,0 – proposição do professor Dubois da Universidade de Harvard, em seu

livro de 1890 sobre cálculo de estruturas de aço. Em 1918 o manual “Ketchum”²⁷ reduziu o fator para 1,72. Na primeira edição da especificação para o cálculo, fabricação e montagem de estruturas de aço para edifícios do AISC (*American Institute of Steel Construction*), em 1923²⁸, o fator estabelecido foi igual a 1,83. Em meados de 1930 o fator fica igual a 1,65 e, a partir da metade do século passado permaneceu essencialmente naquele nível. Essa evolução é apresentada na tabela 6.

Tabela 6 - Evolução dos fatores de segurança e tensões de escoamento para estrutura de aço ao longo do tempo

Ano	Tensão Mínima de Escoamento (MPa)	Fator de Segurança	Contribuição
1880	197	2,00	Dubois (1880 -1890)
1918	190	1,72	Ketchum (1890-1918)
1923	228	1,83	AISC (1923-1936)
1936	228	1,65	AISC (1936 -1963)
1963	248	1,67	AISC (1963- em diante)

Fonte: Adaptado de Castro (1997) e Galambos (1982).

O *American Institute of Steel Construction* (AISC) foi criado em 1921 e a primeira edição de seu padrão de dimensionamento e especificações para edifícios de aço estrutural foi lançada em 1923, com forte influência do Professor Milo S. Ketchum, da Universidade de Illinois. Esse documento, com apenas 23 páginas, foi instrumento de unificação da prática de projeto de aço estrutural nos Estados Unidos. Desde então, o documento foi bastante expandido para incluir novas pesquisas e práticas e tem sido um modelo para padrões equivalentes em muitos outros países.

Os manuais da AISC baseados no método das tensões admissíveis foram publicados em 9 edições até 1995, sendo a 1ª edição em 1923 até 1932; a 2ª edição em 1934 até 1936; a 3ª edição em 1937 até 1941; a 4ª edição em 1941 até 1945; a 5ª edição em 1946 até 1962; a 6ª edição em 1963 até 1967; a 7ª edição em 1970 até

²⁷ Ketchum, M.S. **Structural engineers handbook; data for the design and construction of steel bridges and buildings**. New York, McGraw-Hill.1918, 883p. Disponível em < <https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=uc1.b3124795;view=1up;seq=1>>.

²⁸American Institute of Steel Constructions (AISC). **Standard Specifications for Structural Steel for Buildings**. 1923. 23p.

1973; a 8ª edição em 1980 até 1987; e a 9ª edição em 1989, com a última revisão em 1995.

Meio século de evolução produziu um nível aceitável de confiabilidade com relação aos tipos de estruturas calculadas pela especificação AISC, como aponta Galambos (1990), e o limite de escoamento convencional do material subiu cerca de 30% no período de 1880-1963. A teoria da confiabilidade surgiu entre o final dos anos 40 e início dos anos 60, com publicações mais robustas no final da década de 60 e início da década de 70. Por volta de 1978, essa teoria passou a ser utilizada na definição do método dos estados limites.

3.2 Evolução temporal das normas associadas a segurança no Brasil

Decorrido um século depois da publicação de Rankine (1862), o conceito ainda aplicado às normas brasileiras aprovadas nos anos 1950 e 1960, referentes às estruturas de madeira, aço e concreto armado, era o mesmo: as tensões admissíveis com os mesmos fatores de segurança propostos em 1862. A tabela 7 apresenta os valores das tensões admissíveis à compressão para peças curtas, de vários materiais, e os fatores de segurança admitidos nessas normas.

Tabela 7 - Tensões admissíveis à compressão em peças curtas estabelecidas por diversas normas brasileiras

Material	Norma ABNT	Resistencia Última (MPa)	FS	Resistencia Admissível (MPa)
Aço	NB14-1958	240	2	120
Concreto (Estádio II)	NB1-1940	18 (28dias)	3	6
Madeira	NB11- 1950	257 (Pinho do Paraná)	5	51

Fonte: Adaptado de NB 14(1958), NB1 (1940) e NB 11(1950).

No Brasil, na década de 50, os fatores de segurança normatizados eram praticamente iguais aos recomendados por Rankine cem anos antes. Nesse espaço de tempo, o emprego do concreto praticamente substituiu o emprego da alvenaria como material estrutural.

Cabe comentar que a NB 14 (Dimensionamento de Estruturas de Aço), de 1958, assume um fator de segurança (FS) igual a 2, enquanto no Estados Unidos, a AISC, já assumia na década de 30 um fator igual à 1,65.

Em 1984, o Brasil publicou pela primeira vez a norma NBR 8681 que trata exclusivamente de especificações para ações e segurança das estruturas. Em 1985, uma errata foi incorporada a essa primeira edição. Em, 2003, a NBR 8681 teve seu texto revisto com a incorporação de uma errata em abril de 2004.

3.2.1 Síntese da evolução temporal das normas para Concreto Armado no Brasil

Apesar da já existente norma para execução e cálculo do concreto armado, elaborada em 1937 pelo professor Telêmaco Hippolyto de Macedo Van Langendonck, a norma oficialmente conhecida e aplicada, e precursora de muitas outras, foi a NB-1 – Cálculo e Execução de obras de Concreto Armado.

Pode-se dizer que o primeiro documento a regulamentar o dimensionamento, a verificação e o projeto de estruturas de concreto armado foi a norma NB-1 de 1940, composta por 24 páginas de tamanho A5. A NB-1 de 1940 foi a primeira norma brasileira, e foi também a primeira norma no mundo a considerar a plastificação do concreto²⁹. Na figura 14, são ilustrados trechos da NB-1 de 1940, o livro de Cálculo de Estruturas de Concreto do Professor Telemaco H.M Van Langendonck, e o registro da reunião para ensaio em concreto armado realizado na ABNT.

Até a década de 1950, as normas brasileiras basearam-se no método das tensões admissíveis para introdução da segurança estrutural nos projetos de estruturas, enquanto a resistência à compressão do concreto era verificada por meio de ensaios de compressão axial de corpos de prova cilíndricos.

Tais corpos de prova eram preparados e rompidos na idade de 28 dias de acordo com os Métodos de ensaio MB2 e MB3 e a resistência do concreto era calculada por meio da média aritmética de três corpos de prova (FUSCO, 2012 e COSTA,2017).

²⁹ Boletim ABNT, setembro de 2010, V. 8, nº 97, p. 11

No cenário brasileiro no século passado, a principal norma para projeto de estruturas de Concreto Armado foi a NB-1, cuja última edição ocorreu em 1978. Em 1980, ela teve sua nomenclatura e número substituídos, tornando-se a NBR 6118. A versão de 1980 passou por longo processo de revisão e foi substituída em 2003, depois reeditada em 2007. Em 2014, após novo processo de revisão, surgiu a quarta edição da NBR 6118.

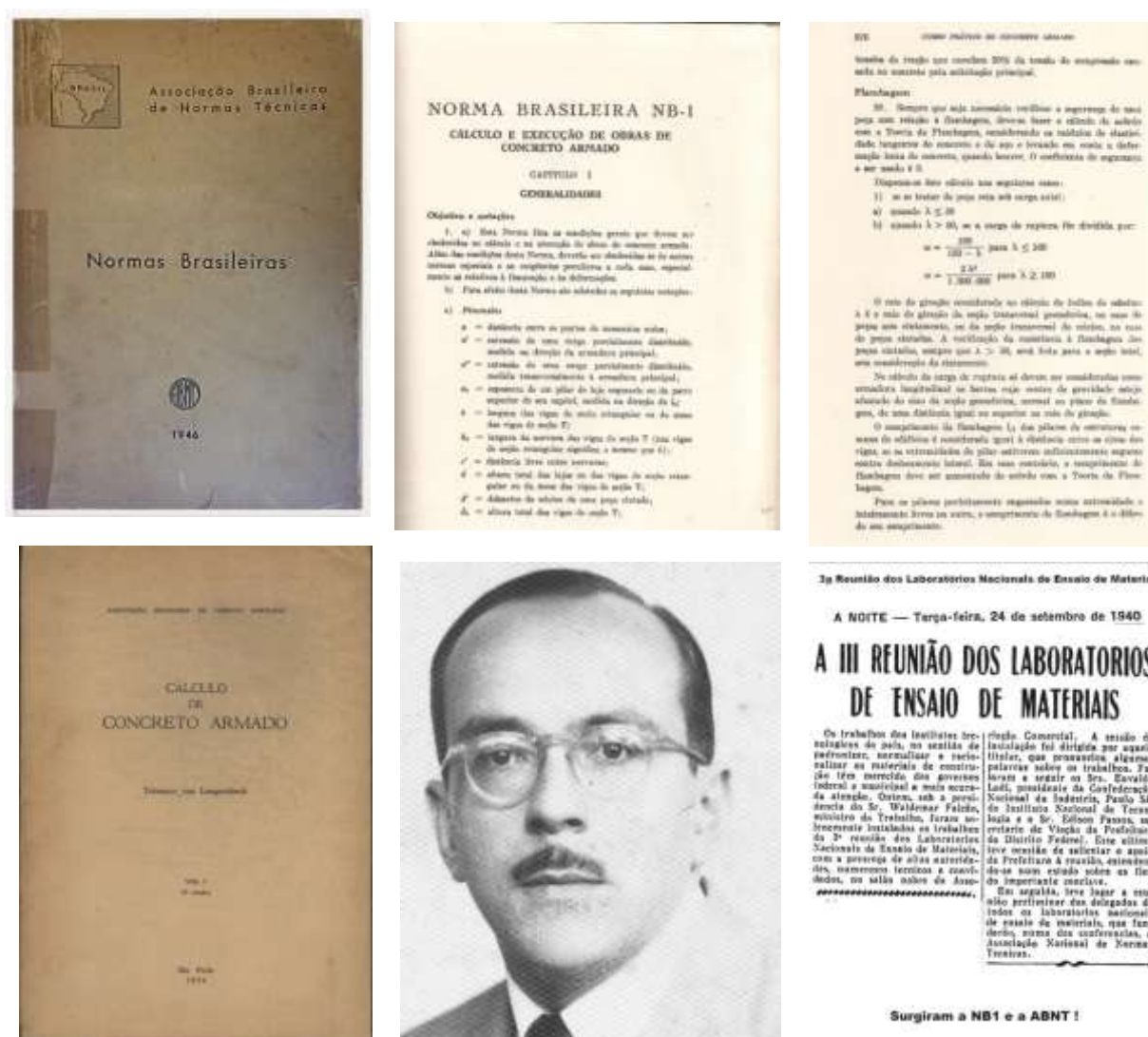


Figura 14 - Ilustrações da NB-1 (1940)

Fonte: Acervo Pessoal e ABNT (2011).

Segundo a Revista Concreto (1940)³⁰, a norma NB-1 figurava entre as mais modernas do mundo e era fruto de constantes pesquisas realizadas com concreto

³⁰ Revista Concreto, nº 33, 1940.

armado. Na NB-1 de 1940, verifica-se que a tensão de ruptura do concreto é adotada como 8/9 da tensão mínima de ruptura do concreto à compressão.

Em 1960 a norma foi reformulada, passando a ter 19 páginas A4, mantendo os mesmos capítulos e inserindo a resistência característica do concreto (f_{ck}). A NB-1 de 1960 utilizava o processo introduzido pelos alemães em 1930: o estabelecimento de um carregamento majorado em um elemento submetido à compressão centrada de tal forma que, sob o novo carregamento, a ruptura ocorresse por esgotamento de concreto como se o pilar fosse uma peça curta e o valor passasse a depender da esbeltez representada pela peça. A segurança, segundo a NB-1 de 1960, era verificada separadamente para a compressão simples e para a flexão oblíqua e, sob carga axial, utilizava-se o processo para verificar a segurança da peça em relação à flambagem. Para peças com índice de esbeltez menor que 50, o coeficiente de segurança à flambagem era igual a 1,65, o mesmo valor utilizado para peças comprimidas de concreto e, coincidentemente, o mesmo fator de segurança adotado pela AISC em 1936 para o escoamento do aço. Para peças com índice de esbeltez igual a 100, o coeficiente de segurança à flambagem era igual a 3,0.

No ano de 1978, a NB-1 passa a se chamar NBR 6118, com 53 páginas A4, também com os mesmos capítulos das versões anteriores. Nesta edição, pela primeira vez são considerados os efeitos locais de 2ª ordem³¹. Essa versão foi modificada em 1980, sendo que a principal alteração foi o procedimento de cálculo, principalmente com a adoção do Método dos Estados Limites, que fora proposta pelo Comitê Europeu do Concreto (CEB), em 1972, e ratificada pelo Professor Theodore V. Galambos em 1978.

No início da década de 80, a segurança estrutural, no Brasil, começou a ser analisada pela norma NBR 8681 com o título de Ações e Segurança nas Estruturas. Em 2003, a NBR 6118 ganhou mais corpo e passou a ser composta por 221 páginas A4. Essa versão foi elaborada por mais de 10 anos de trabalho e apresentou mudanças expressivas, como por exemplo: i) uma estrutura totalmente remodelada; ii) inclusão no texto de especificações para concreto simples, armado e protendido; iii) definição de requisitos de qualidade; iv) parâmetro sobre durabilidade; v) requisitos

³¹ De uma maneira geral, os **efeitos de 2ª ordem** são obtidos através de uma análise na qual o equilíbrio da estrutura é definido e verificado na sua configuração deformada.

para a análise estrutural; vi) revisão e inclusão de efeitos globais de 2ª ordem e vii) punção com momentos fletores, entre outros.

A NBR 6118, entre 2007 e 2008, tornou-se uma norma com padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71. Em 2014, houve uma nova atualização e passou, então, a ser a versão utilizada até os dias atuais. As principais mudanças ocorreram nos valores da resistência à compressão do concreto, que, a partir da revisão, passou a contar com resistências entre 50MPa e 90MPa, além da introdução e desdobramento de especificações para cobrimento de elementos estruturais em contato com o solo e para cobrimento de elementos protendidos, com maior desdobramento entre pilares vigas e lajes. Foram alteradas também as taxas de armadura mínima, a dimensão mínima para pilares e a espessura mínima para lajes, entre outras mudanças.

Na seção a seguir estão incluídas a evolução temporal das ações, das resistências, da verificação da segurança e do dimensionamento de concreto armado, assim como a síntese temporal dos coeficientes parciais no Brasil e dos requisitos de segurança normatizados.

3.2.1.1 NB-1 - Década de 40

O decreto de lei nº278 de 16 de fevereiro de 1938³², no Art. 8º, já determinava que a resistência média à compressão de seis corpos de prova de argamassa normal, composta de uma parte de cimento e três partes de areia normal, em peso, não deve ser inferior aos limites de 80 kgf/cm² em 3 dias, 150 kgf/cm² em 7 dias, e 250 kgf/cm² em 28 dias. A lei foi motivada pela 1ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios, em 27 de janeiro de 1938. A ela compareceram as 40 entidades mais representativas do meio técnico e da indústria: não só todos os principais laboratórios de ensaios que realizavam o controle quantitativo dos produtos, assim como todas as escolas de engenharia onde se formavam os que iriam dirigir o emprego dos materiais fabricados, e também todas as fábricas do país, que produziam os materiais.

³² BRASIL. Decreto lei nº278 de 16 de fevereiro de 1938. Determina as especificações de cimento Portland comum e os métodos de ensino para as provas de cimento e controle de concreto. Disponível em <https://www2.camara.leg.br/legin/fed/declei/1930-1939/decreto-lei-278-16-fevereiro-1938-350778-publicacaooriginal-1-pe.html>

A norma NB-1 foi aprovada na 3ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios em 1940, na qual foi fundada a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, por iniciativa de Paulo Sá, sendo emendada em 1943, por ocasião da 5ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios de Materiais, a esta altura já designada como 5ª Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

A NB-1 de 1940, para cálculo e execução de estruturas de concreto armado, baseava-se no chamado Estádio II, isto é, utilizava a Teoria da Elasticidade e conceitos de tensão admissível, mas já incluía o cálculo na ruptura, no Estádio III. Embora fortemente influenciada pela norma alemã DIN-1045, a norma brasileira foi pioneira pois, além de prescrever o cálculo da resistência de pilares à compressão axial tomando como base o Método de cálculo na ruptura – Estádio III, permitia, como alternativa, a utilização deste método no cálculo da resistência à flexão, por sugestão do professor Telêmaco van Langendonck.

O conceito de resistência característica, resultante da aplicação de critérios estatísticos aos ensaios de controle de qualidade de concreto, ainda não estava presente nessa norma. Para efeito de cálculo dos esforços resistentes, era considerado para o concreto o valor da sua resistência determinado por ensaios padronizados, não devendo ser inferior a 125 kgf/cm².

A NB-1 de 1940 foi dividida nas seguintes seções: Cap. I – Generalidades; Cap. II - Esforços Solicitantes; Cap. III - Esforços Resistentes; Cap. IV - Disposições Construtivas; Cap. V - Execução de Obras; Cap. VI – Materiais; e Cap. VII - Tensões Admissíveis. Os então chamados coeficientes de segurança utilizados no Método das Tensões Admissíveis, no qual a norma se baseava, foram estabelecidos de forma determinística e apresentados no capítulo VII. Os valores para a tensão de compressão limite especificados pela NB-1-40 são reproduzidos na tabela 8.

Quanto ao cisalhamento, a tensão admissível adotada para o concreto foi de 14 kg/cm². Para valores acima de 6 kg/cm², foi sugerido usar uma armadura para resistir a todos os esforços de tração oriundos do cisalhamento. Para concretos dosados racionalmente, ou seja, com $\sigma > 150$ kg/cm², esses limites poderiam ser elevados para 16 kg/cm² e para 8 kg/cm², respectivamente.

Para o aço incorporado ao concreto, as tensões admissíveis de compressão e de tração também foram estabelecidas de forma determinística, e podiam ser utilizadas na análise de elementos estruturais solicitados por força axial ou por flexão composta.

Tabela 8 - Tensão de compressão limite para o concreto segundo a NB-1-40

Tensão de compressão limite para o concreto		
Dosagem	Compressão Axial ou flexão composta – No centro de gravidade da seção	Flexão Simples ou composta – Nas bordas da seção
Concretos dosados empiricamente	40 kgf/cm ²	45 kgf/cm ²
Concretos dosados racionalmente	$\frac{\sigma_{c\ 28}}{3} \leq 60\ kgf/cm^2$	$\frac{\sigma_{c\ 28}}{2,5} \leq 75\ kgf/cm^2$

Fonte: Adaptado de NB-1(1940).

Para o aço CA-37 (tensão de escoamento de 3700 kgf/cm²), a tensão admissível, em situações de compressão simples ou composta, foi limitada a 1200 kgf/cm², ou seja, um coeficiente de segurança de 3,08 foi assumido. Para a flexão simples ou composta, a tensão admissível foi limitada a 1500 kgf/cm², ou seja, um coeficiente de segurança de 2,47 foi assumido.

Para o aço CA-50 (tensão de escoamento de 5000 kgf/cm²), a tensão admissível em situações de compressão simples ou composta foi limitada a 1500 kgf/cm², ou seja, um coeficiente de segurança de 3,33 foi assumido. Para a flexão simples ou composta, a tensão admissível foi limitada a 1800 kgf/cm², ou seja, um coeficiente de segurança de 2,78 foi assumido. As tensões admissíveis de compressão e tração, para o aço, são apresentadas na Tabela 9. Para a tensão admissível de aderência da armadura ao concreto, foi estabelecido o valor de 6 kgf/cm².

Tabela 9 – Tensões admissíveis para o Aço segundo NB-1-40

Aço	Tensões Admissíveis no Aço para Compressão e Tração			
	σ escoamento (kg/cm ²)	σ ruptura (kg/cm ²)	Tensão (kg/cm ²)	
			Compressão axial ou flexão composta ¹	Flexão simples ou flexão composta ²
CA-37	≤ 2400	≤ 3700	≤ 1200	≤ 1500
CA-50	≤ 3000	≤ 5000	≤ 1500	≤ 1800

¹ Média das tensões em toda armadura longitudinal² Tensão máxima**Fonte:** Adaptado da NB-1(1940).

3.2.1.2 NB-1- Década de 60

O pioneirismo das normas brasileiras se evidenciou com a versão da NB-1 de 1960, que além de adotar definitivamente, como método principal, o cálculo na ruptura para todas as solicitações, introduziu, antes mesmo do CEB, o conceito de resistência característica. Participaram da elaboração dessa versão da norma profissionais de renome tais como Humberto Fonseca e Telêmaco van Langendonck, contando ainda com a especial colaboração do professor Fernando Luiz Lobo Carneiro.

Essa versão da NB-1 foi dividida nas mesmas seções da versão da década de 40: Cap. I – Generalidades; Cap. II - Esforços Solicitantes; Cap. III - Esforços Resistentes; Cap. IV - Disposições Construtivas; Cap. V - Execução de Obras; Cap. VI – Materiais; e Cap. VII - Tensões Admissíveis.

A novidade foi a inserção de um tratamento estatístico para as resistências do concreto. A tensão mínima de ruptura do concreto à compressão σ_R foi definida por uma expressão na qual constam a média e o coeficiente de variação, conforme a equação 43:

$$\sigma_R = (1 - 1,65 \times CV) \times \sigma_{C_{28}} \leq 0,8 \times \sigma_{C_{28}} \quad (43)$$

em que,

σ_R é a tensão de ruptura do concreto;

$\sigma_{C_{28}}$ é a tensão média de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais com 28 dias de idade;

CV é o coeficiente de variação da tensão de ruptura do concreto à compressão, determinado pela relação entre o desvio-padrão e a tensão média de ruptura do

concreto à compressão, sendo os valores das tensões obtidos em ensaios realizados em corpos de prova cilíndricos.

A norma estabeleceu que a tensão de ruptura máxima admitida não supere 80% da tensão média de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos com 28 dias de idade. Quando não for conhecido o coeficiente de variação, pode ser assumida a tensão de ruptura do concreto de forma determinística: i) se houver controle rigoroso: $\sigma_R = 3/4 \sigma_{C_{28}}$; ii) se houver controle razoável: $\sigma_R = 2/3 \sigma_{C_{28}}$; e iii) se houver controle regular: $\sigma_R = 3/5 \sigma_{C_{28}}$. No caso de se prever o carregamento da estrutura com idade k inferior a 28 dias, substitui-se $\sigma_{C_{28}}$ por σ_{ck} .

O capítulo VII da NB-1 de 1960 tratava dos coeficientes de segurança e das tensões admissíveis, ou seja, embora fosse previsto um delineamento estatístico para a resistência do concreto, a verificação ainda era lastreada por um modelo determinístico. Para o dimensionamento no Estádio III, previa-se o cálculo na ruptura com a aplicação de coeficientes de majoração das ações específicos, reproduzidos na tabela 10.

Tabela 10 - Coeficientes de segurança aplicados às ações para o cálculo na ruptura segundo a NB -1(1960)

Coeficientes de Segurança para peças calculadas em função da carga de ruptura – ESTADIO III³³		
Característica da ação	Flexão Simples ou Composta	Compressão e Tração Axiais
Permanente, retração e variação de temperatura	1,65	2,00
Acidental	2,00	2,40

Fonte: Adaptado da NB-1(1960).

Para a flexão simples e a flexão composta, no Estádio II, a norma considerava que armaduras somente seriam instaladas para resistir esforços oriundos da força

³³ Caso elementos da estrutura se achem expostos à ação prejudicial de agentes externos, os coeficientes deverão ser multiplicados por 1,2. Quando se tratar de pilar que não suporta laje cogumelo, pode-se permitir a construção de pilares com uma das dimensões menor do que a prescrita pela norma desde que multiplicados pelo fator de 1,3 em casos especificados pela norma.

cortante e de torção, e o aço deveria possuir as tensões admissíveis apresentadas na tabela 11.

A NB-1 de 1960 especificava que, para o dimensionamento utilizando as tensões admissíveis em peças solicitadas à flexão simples ou composta, as cargas acidentais não previstas em documentos normativos deveriam ser previamente multiplicadas por 1,2.

Tabela 11 - Tensões admissíveis segundo a NB-1(1960)

Material Resistente	Tensões Admissíveis para peças de Concreto Armado no ESTADIO II verificadas pelo método das tensões admissíveis
Concreto (tensões na borda da seção transversal)	$\sigma_{c_{adm}} = \frac{\sigma_R}{2} \leq 110 \text{ kgf/cm}^2$
	Aço 37-CA: 1500 kgf/cm ²
Aço (tensões de tração oriundas da torção e da cortante)	Aço 50-CA: 1800 kgf/cm ²
	Aço CA-T40: 2400 kgf/cm ²
	Aço CA-T50: 3000 kgf/cm ²

Fonte: Adaptado da NB-1(1960).

3.2.1.3 NBR 6118 - Década de 80 (1978 -1980)

Em 1978, a NB-1 foi revisada, ganhando nova versão, e, em 1980, foi registrada no Inmetro, passando a se denominar NBR 6118. Nesta versão, os conceitos de estados limites e resistências características já estão bem consolidados e a norma ganha um capítulo exclusivo sobre segurança nas estruturas, no qual são definidos, entre outras coisas, os coeficientes de segurança para esforços e resistências. A norma passa ser dividida nas seguintes seções: i) Objetivos; ii) Generalidades; iii) Esforços Solicitantes; iv) Dimensionamento das peças e esforços resistentes; v) Segurança; vi) Disposições construtivas; vii) Aço; viii) Concreto; ix) Formas e escoramentos; x) Armadura; xi) Tolerâncias; xii) Preparo do Concreto; xiii) Concretagem; xiv) Cura, retirada das formas e do escoramento; xv) Controle da resistência do concreto; e xvi) Aceitação da estrutura.

O critério de segurança aplicado é lastreado pelo método dos estados limites. Com relação ao estado limite último, cuja consideração é obrigatória em todos os projetos, admite-se que há segurança se os valores de cálculo das solicitações, na sua combinação mais desfavorável (solicitações atuantes de cálculo), não ultrapassam a solicitação limite correspondente aos valores de cálculo da resistência dos materiais (solicitação resistente de cálculo).

A segurança das peças no estado limite último, qualquer que seja a solicitação, não pode depender da resistência à tração do concreto, pois deve, em geral, haver armadura suficiente para resistir, com a segurança prevista, a todos os esforços de tração.

Com relação aos estados limites de utilização, denominados atualmente de estados limite de serviço, admite-se que há segurança quando não são ultrapassados os limites, além dos quais as condições da estrutura não são aceitáveis.

Valores característicos dos materiais, das ações e das solicitações são os valores que apresentam uma probabilidade pré-fixada de não serem ultrapassados. Para os materiais, é considerada a dispersão dos resultados dos ensaios dos materiais a serem empregados. Para as ações e solicitações, é considerada a incerteza na previsão ou no cálculo do seu valor. Para as resistências dos materiais, admite-se a distribuição normal, sendo o valor característico correspondente ao quantil de 5% da respectiva distribuição, a partir da equação 44:

$$f_k = f_m - 1,65s \quad (44)$$

em que,

f_k é a resistência característica do concreto à compressão;

f_m é a resistência média do concreto à compressão;

s é o desvio-padrão.

De acordo com a norma, a resistência do concreto à compressão deve ser determinada através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, de acordo com a NBR 5739 vigente à época. Caso não tenha sido feita a dosagem experimental, a resistência característica para o cálculo deve ser limitada a 90 kgf/cm² ($f_{ck} \leq 9 \text{ MPa}$).

Já as resistências características de tração (f_{yk}) e compressão (f_{yck}) do aço devem ser adotadas como a tensão mínima de escoamento, real ou convencional.

Os coeficientes de minoração dos materiais estabelecidos na norma, para o cálculo no estado limite último, são dados na tabela 12, para o concreto, e na tabela 13, para o aço.

Tabela 12 - Coeficientes de ponderação aplicado as resistências no concreto segundo a NBR 6118 (1980)

Característica do Projeto	Coeficiente de minoração da resistência característica do concreto
Situações genéricas.	$\gamma_c = 1,4$
No cálculo das peças onde na execução fossem previstas condições desfavoráveis (más condições de transporte, adensamento manual, concretagem deficiente pela concentração da armadura).	$\gamma_c = 1,5$
Para peças pré-moldadas em usina, executadas com cuidados rigorosos.	$\gamma_c = 1,3$

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (1980).

A norma considera que a distribuição das tensões do concreto na seção transversal se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, permitindo a substituição desse diagrama pelo diagrama retangular de altura igual a 80% da posição da linha neutra no trecho comprimido (ou seja $0,8x$), com a tensão limitada em 85% da resistência característica do concreto à compressão.

Os coeficientes de minoração serão multiplicados por 1,2 quando a peça estiver exposta à ação prejudicial de agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleos e gases nocivos, temperatura muito alta ou muito baixa.

A utilização de coeficientes de minoração das resistências é apresentada pela primeira vez na NBR 6118 de 1980. Os valores de cálculo da resistência dos materiais à compressão ou à tração devem ser os respectivos valores característicos, adotados no projeto, divididos pelo coeficiente de minoração γ_c (concreto) ou γ_s (aço) que levam em conta possíveis inexatidões geométricas e desvios desfavoráveis da resistência dos materiais em relação aos valores característicos.

Tabela 13 - Coeficientes de ponderação aplicado as resistências no aço segundo a NBR 6118 (1980)

Característica do Projeto	Coeficiente de minoração da resistência característica do aço
Quando obedecidas as prescrições da NBR 7480 vigente na época quanto ao controle de qualidade.	$\gamma_s = 1,15$
Quando não for realizado o controle de qualidade de acordo com a NBR 7480, permitindo-se essa situação apenas em obras de pequena importância, nas quais se empregam aços das categorias CA-25 e CA-32.	$\gamma_s = 1,25$

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (1980).

Para o estado limite último, a norma estabelece que o cálculo de solicitação (S_d) deve ser feito considerando-se o valor mais desfavorável entre as Equações 45 e 46:

$$S_d = 1,4 S_{gk} + 1,4 S_{qk} + 1,2 S_{\varepsilon k} \quad (45)$$

$$S_d = 0,9 S_{gk} + 1,4 S_{qk} + 1,2 S_{\varepsilon k} \quad (46)$$

em que,

S_{gk} são as ações permanentes diretas;

S_{qk} são as ações variáveis diretas;

$S_{\varepsilon k}$ são as ações permanentes indiretas, como a retração e a temperatura.

Quando se tratar de estruturas de edifícios, a norma permite que apenas a Equação 45 seja considerada.

Já para o estado limite de serviço (ou de utilização, como era nomeado pela norma na década de 80), a solicitação de cálculo é estabelecida pela Equação 47:

$$S_d = S_{gk} + \chi S_{qk} + S_{\varepsilon k} \quad (47)$$

onde, χ é o coeficiente aplicado à ação dos ventos e assume o valor 0,7 para estruturas de edifícios e 0,5 para as demais. No entanto, costumava-se desconsiderar a ação dos ventos nos estados limites de serviço ($\chi=0$).

Apesar da adoção do método dos estados limites para dimensionamento, não houve alteração nas dimensões mínimas das peças em relação à versão anterior da

norma. A resistência característica à compressão mínima do concreto, no entanto, diminuiu, conforme mostra a Tabela 14.

Tabela 14. Comparativo entre as revisões da NB-1 de 1960 e 1978

Quesito	Revisão	
	1960	1978
Método de Dimensionamento	Tensões Admissíveis	Estados Limites
Dimensão mínima dos elementos estruturais	Pilar	20 cm
	Viga	8 cm
	Laje	7 cm
f_{ck}	10 MPa	9 MPa

Fonte: O Autor (2021).

3.2.1.4 NBR 6118 – 2003

A filosofia de projeto é estabelecida considerando-se os estados limites últimos e de serviço.

Sobre a ocorrência de estado limite último, consideram-se as seguintes situações: i) perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido (ou a transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático); ii) esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais (ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais); iii) esgotamento da capacidade resistente considerando os efeitos de segunda ordem (ou instabilidade por deformação); iv) colapso provocado por solicitações dinâmicas; v) colapso progressivo; e vi) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Os estados limites de serviço, que anteriormente eram chamados de estados limites de utilização, são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário, e à boa utilização funcional da estrutura, seja em relação aos usuários, seja em relação a máquinas, equipamentos e operação da edificação. No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço aqueles caracterizados por danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura, seja

por deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético, seja por vibração excessiva ou desconfortável.

O Método dos estados limites em princípio consiste em:

- i. - Adotar valores característicos para as resistências (resistências características) e valores característicos para as ações e solicitações (ações e solicitações características).
- ii. - Adotar como base de cálculo valores de cálculo para as resistências (resistências de cálculo) e valores de cálculo para as ações e solicitações (ações e solicitações de cálculo).

As ações estão classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

As ações permanentes são as que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. As ações permanentes subdividem-se em diretas e indiretas.

Consideram-se como ações permanentes diretas o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos permanentes, o peso de equipamentos fixos, os empuxos decorrentes do peso próprio de solos não removíveis e até empuxos hidrostáticos.

As ações permanentes indiretas são aquelas relacionadas à protensão (p), aos recalques de apoio e à retração dos materiais.

As ações variáveis apresentam, em geral, variações significativas em torno de sua média durante a vida útil da construção.

A NBR 6118-2003, classifica as ações variáveis nos seguintes grupos: i) ações variáveis diretas que são constituídas pelas cargas de uso da construção, pela ação do vento e da água; e ii) ações variáveis indiretas, que são constituídas pela ação da variação de temperatura (uniforme ou não) e ações dinâmicas. As ações variáveis, em alguns casos, são chamadas de ações acidentais, mas na realidade são classificadas como ações variáveis as ações acidentais (ações devidas a finalidade de uso da construção), o peso de equipamentos, as forças de frenagem, de impacto

e centrífugas, a ação do vento, as variações de temperatura, o atrito em aparelhos de apoio, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Por fim as ações excepcionais ocorrem de eventos únicos, como explosões e colisões de veículos. Este tipo de ação, via de regra, é definido pelos responsáveis da obra em função de suas características, e em caso excepcionais, tratados em normas específicas.

As ações são quantificadas por seus valores representativos. Diante das informações apresentadas, coloca-se a seguinte reflexão: *“Qual é o valor representativo para as ações consideradas no projeto?”*. A resposta não é trivial. Tendo em vista que diversas ações podem ser levadas em conta no projeto, os valores representativos das ações, para o estado limite último, podem ser os valores característicos, os valores característicos nominais, os valores reduzidos de combinação e os valores convencionais excepcionais, e para o estado limite de serviço os valores reduzidos de serviço e os valores raros de serviço.

Os valores característicos, *a priori*, das ações são definidos em função de sua variabilidade, sua intensidade e a distribuição de densidade de probabilidade que a representa. Para o caso de ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos são substituídos por valores característicos nominais convenientemente escolhidos.

Os valores reduzidos de combinação e os valores reduzidos de serviço levam em consideração que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes. Esses valores são obtidos a partir das aplicações de um fator de combinação nos valores característicos. Para o caso do estado limite último, considera-se a aplicação do fator de combinação ψ_0 , pela expressão $\psi_0 F_k$. Nas verificações de estados limites de serviço, os valores reduzidos são obtidos pelos valores característicos, $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação variável.

Os valores convencionais excepcionais são valores arbitrados para as ações excepcionais, que podem ser estabelecidos pelos responsáveis, proprietários, autoridades governamentais e, em alguns casos, em prescrições normativas. Os

valores raros de serviço quantificam as ações que podem acarretar estados limites de serviço, mesmo quando atuam com duração muito curta na estrutura.

Segundo a NBR 6118-2003, os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

O coeficiente de ponderação das ações, γ_f , pode ser considerado como o produto de três coeficientes parciais: γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} . O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente parcial γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado. O coeficiente parcial γ_{f2} corresponde a um fator de redução denominado fator de combinação, ψ_0 , e aplicado para o Estado Limite Ultimo (ELU). As definições desses coeficientes parciais são apresentadas no quadro 6.

Quadro 6 – Delineamento dos coeficientes de ponderação das ações γ_f

Categoria do γ_f	Delineamento
γ_{f1}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a variabilidade das ações.
γ_{f2}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações. Este representa o fator de combinação ψ_0 , o qual leva em consideração que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes.
γ_{f3}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações. Este fator parcial leva em conta a imprecisão na determinação dos efeitos das ações, seja por deficiência do método de cálculo emprega o, seja por problemas construtivos.

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2003).

A NBR 6118-2003 permite a adoção de um único coeficiente de ponderação para ações ou seus efeitos a partir de um único coeficiente considerado como o produto dos três fatores $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$. Esta condição é um modelo simplificado usado na verificação do ELU. Nesse modelo, não são consideradas as condições de ações conjuntas ou ações separadas, sugeridas pela NBR 8681, e nenhuma distinção é feita em relação ao processo de construção das estruturas e dos elementos construtivos permanentes não estruturais, e em relação ao tipo de equipamentos fixos. Essa

condição conduz, em geral, a resultados a favor da segurança, uma vez que todas as variabilidades e incertezas são consideradas afetando somente as ações.

O coeficiente γ_f deve ser modificado por um coeficiente γ_n nos casos em que paredes e pilares apresentem dimensões abaixo de certos valores especificados pela norma.

Na NBR 6118-2003, os coeficientes parciais γ_{f1} e γ_{f3} são apresentados como um produto ($\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$) e o coeficiente parcial γ_{f2} é apresentado separadamente. Esses valores são reproduzidos nas tabelas 15 e 16, respectivamente.

Tabela 15 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	$\Psi_1^{1)}$	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo ou de elevada concentração de pessoas. ³⁾	0,7	0,6	0,4
Vento	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperaturas em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para pontes, neste caso há delineamentos específicos.

²⁾ Geralmente edifícios residenciais.

³⁾ Geralmente edifícios comerciais, de escritório, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2003)

Para a ação da água em particular, a NBR 6118-2003 estabeleceu que o nível d'água adotado para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores e outros deve ser igual ou o máximo possível compatível com o sistema de extravasão, considerando o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,2$. Nas estruturas em que a água da chuva possa ficar retida, deve ser considerada a presença de uma lâmina d'água correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.

Tendo em vista as diversas ações levadas em conta no projeto, o coeficiente γ_f tem seu índice alterado para identificar a ação considerada, resultando nos símbolos γ_g , γ_q , γ_p , γ_e , respectivamente, para as ações permanentes, para as ações diretas variáveis, para a protensão e para os efeitos de deformações impostas (ações indiretas).

Tabela 16 - Coeficientes de ponderação para ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações				
	Permanentes (g)	Variáveis (q)		Protensão (p)	Recalques de apoio e retração
		Geral	Temperatura		
Normais	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
Especiais	1,3	1,2	1,0	1,2	1,2
Excepcionais	1,2	1,0	0	1,2	0

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2003).

Para o caso das resistências, a aptidão do material suportar as tensões, *in lato sensu*, pode ser determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a um corpo de prova do material considerado, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrições de emprego do material em elementos estruturais. De modo geral, estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva. Para cada material particular, devem ser especificados quais os fenômenos que permitem determinar as resistências.

Entretanto as amostras podem apresentar diferentes valores máximos de tensão resistente e, portanto, apresenta-se a seguinte reflexão: “Qual é o valor representativo para as resistências consideradas no projeto?”. A resposta não é trivial.

Os valores representativos das resistências podem ser a resistência média ou a resistência característica. A resistência média simbolizada por f_m é dada pela média aritmética dos elementos que compõem o lote considerado do material. A resistência característica simbolizada por f_k é dada pelo valor de resistência que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de ser ultrapassado no sentido desfavorável para a segurança.

Usualmente é de interesse a resistência característica inferior, simbolizada por $f_{k,inf}$, cujo valor corresponde ao quantil inferior de 5% da distribuição de densidade de probabilidade. Em alguns casos específicos, há interesse na resistência característica superior simbolizada por $f_{k,sup}$, cujo valor corresponde ao quantil superior de 5% da distribuição de densidade de probabilidade.

Salvo exigência expressa em norma referente a determinado material ou tipo de construção, o valor representativo da resistência deve ser igual ao valor da resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, admitindo-se que a segurança depende sempre das porções menos resistentes do material da estrutura. Esse entendimento é o dado pela ABNT NBR 6118 a partir de 2003.

De forma complementar, o valor representativo pode ser tomado como o da resistência média, quando a segurança é condicionada pela soma das resistências de muitas porções do material da estrutura, sem que cada uma delas individualmente tenha influência determinante.

A resistência de cálculo f_d é obtida pela resistência característica da resistência e pelo coeficiente de ponderação das resistências, simbolizado por γ_m . A partir deste momento, passa a ser adotada a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, e a resistência de cálculo é estabelecida pela equação 48:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{f_{k,inf}}{\gamma_m} \quad (48)$$

O coeficiente γ_m pode ser considerado como o produto de três coeficientes parciais, a saber:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$$

onde γ_{m1} leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência; γ_{m2} considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados; e γ_{m3} considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método de cálculo

empregado. As definições desses coeficientes parciais são apresentadas no quadro 7.

Quadro 7 – Delineamento dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Categoria do γ_m	Delineamento
γ_{m1}	Leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica em um valor extremo de menor probabilidade de ocorrência. Em resumo considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos.
γ_{m2}	Considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados. Em resumo considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura.
γ_{m3}	Considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em decorrência do método de cálculo aplicado. Em resumo que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto.

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2003).

Particularmente sobre o coeficiente parcial γ_{m2} , são encontradas na literatura importantes contribuições, tais como o trabalho apresentado em Madri pela *Comisión Permanente del Hormigón – Resistencia Característica y Control de Calidad* (1972), o trabalho *Quality Control of Concrete* disponibilizado no *International Course on Strucural Concrete* do CEB (1973), além de trabalhos apresentados por Fusco (1977), e mais recentemente por Costa (2017). Estes trabalhos apresentam importantes análises sobre os chamados estimadores de resistência.

No caso específico do concreto armado, o coeficiente de ponderação, para a minoração da resistência característica de um dado material (concreto ou aço) no estado limitem último (ELU), engloba os três coeficientes parciais. Para o concreto, utiliza-se o coeficiente de ponderação $\gamma_c = \gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$, e para o aço utiliza-se o coeficiente de ponderação $\gamma_s = \gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$. Os valores especificados pela NBR 6118/2003 são apresentados na tabela 17. Os estados limites de serviço (ELS) não exigem minorações e, portanto, $\gamma_m = 1$.

Tabela 17 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências na NBR 6118-2003

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2003).

Como citado anteriormente, a revisão de 2003 foi a que mais sofreu alterações. Dentre essas alterações, destacam-se aquelas que estabelecem as dimensões mínimas dos elementos estruturais e os valores mínimos das resistências características, conforme apresentado na Tabela 18.

Tabela 18- Comparativo entre as revisões da NBR 6118 de 1980 e 2003.

Quesito	Revisão	
	1980	2003
Método de Dimensionamento	Estados Limites	Estados Limites
Dimensão mínima dos elementos estruturais	Pilar	20 cm
	Viga	12 cm ³⁴
	Laje	8 cm
f_{ck}	7 cm	7 cm
	9 MPa	20 MPa

Fonte: O Autor (2021)

A versão de 2003 passou a focar unicamente na parte de projeto, dimensionamento e verificação da segurança. As especificações relativas à execução das edificações passaram a ser disponibilizadas em outras normas. Esta versão apresentou especificações de projeto para concreto simples, armado e protendido, e introduziu especificações mais detalhadas sobre requisitos de qualidade, durabilidade, análise estrutural, efeitos globais de 2ª ordem e punção.

Houve uma pequena revisão em 2007 que anexou uma emenda à versão de 2003. Na versão de 2007, foram acrescentadas referências bibliográficas e uma

³⁴ Com o objetivo de evitar um desempenho inadequado e propiciar boas condições de execução, a NBR 6118:2003, no seu item 13.2.3, estabelece que a seção transversal dos pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que no dimensionamento se multipliquem as ações por um coeficiente adicional γ_n .

observação sobre a não inclusão de ações como sismos, impactos, explosões e fogo. Além disso, uma mudança significativa foi introduzida no capítulo 17, na tabela que especifica os valores máximos de diâmetro e espaçamento das barras de aço de alta aderência. Em 2008 a norma passou a ser admitida com padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71.

3.2.1.5 NBR 6118 – 2014

A partir de um texto base apresentado no Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutura (ENECE) de 2011, mantendo as mesmas seções da versão anterior, a NBR 6118 começa sua revisão conduzida pela CE-02:124.15 (CB-02) da ABNT coordenada por Suely Bacchereti Bueno e secretariada por Alio Ernesto Kimura.

A revisão da NBR 6118, em 2013, contou com a participação de inúmeros professores, pesquisadores e profissionais, dos quais destacam-se Fernando Rebouças Stucchi, Ricardo Leopoldo e Silva França, José Zamarion Ferreira Diniz, Paulo Roberto do Lago Helene, Inês Laranjeira da Silva Battagin. Uma menção especial deve ser feita aos célebres e saudosos Professores Augusto Carlos de Vasconcelos e Mario Franco, que dentre as muitas contribuições, foram responsáveis pela inserção do parâmetro γ_z .

Nesta nova revisão, no item referente ao ELU, foram incluídos o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando-se a exposição ao fogo, e o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando-se as ações sísmicas. As especificações referentes a essas duas condições são apresentadas em normas específicas.

As especificações relativas às ações de cálculo foram mantidas. Assim, os valores de cálculo das ações, Fd , são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , em que $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3}$.

Os valores característicos das ações variáveis, Fq_k , correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Na versão anterior, o valor característico Fq_k era estabelecido para um período médio de retorno de 200 anos a

140 anos, respectivamente. Na versão de 2014, o valor de Fq_k passa a ser estabelecido para um período médio de retorno de 174 anos a 117 anos, respectivamente.

Também os coeficientes de ponderações das resistências $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$ permaneceram, com $\gamma_m = \gamma_c$ para o concreto, e $\gamma_m = \gamma_s$ para o aço.

Nas duas versões, 2003 e 2014, para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1 e, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, o valor de γ_c deve ser dividido por 1,1.

Assim como na revisão de 2003, a norma de 2014 abordou no capítulo 13 as dimensões limites das peças, e os limites para flechas e abertura de fissuras.

A seção transversal das vigas e vigas-parede passaram por alterações, devendo apresentar largura maior ou igual a 12 cm e 15 cm, respectivamente. Esses limites podem ser reduzidos a 10 cm em casos excepcionais, desde que respeitem as condições de lançamento e vibração do concreto especificadas na norma NBR 14931, e também os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na norma NBR 6118.

Também foi inserido um coeficiente de majoração dos esforços solicitantes de cálculo γ_n . A menor dimensão da seção transversal dos pilares foi mantida como 19 cm, contudo, para os casos especiais, a dimensão mínima foi alterada de 12 cm para 14 cm. Os valores dos coeficientes adicionais γ_n são apresentados na Tabela 19. O valor de γ_n pode ser também obtido pela Equação 49:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h \quad (49)$$

As dimensões das lajes maciças também passaram por algumas mudanças. Foi estabelecido o mínimo de 7 cm de espessura para lajes de cobertura não em balanço, e 8 cm para lajes de piso não em balanço, enquanto para as lajes em balanço, foi determinada a espessura mínima de 10 cm.

Tabela 19 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b	≥19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em centímetros (cm).

Fonte: NBR 6118 (2014).

Para as lajes que suportam veículos, foram mantidos os limites da versão de 2003, sendo a espessura mínima de 10 cm para as lajes com peso total menor ou igual a 30 kN, e de 12 cm para um peso total maior ou igual a 30 kN.

As espessuras das lajes lisas e lajes-cogumelo também permaneceram, sendo 16 cm e 14 cm, respectivamente.

A revisão de 2014 adicionou, ainda, um coeficiente adicional γ_n para os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento das lajes em balanço, os quais são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

b	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45

Onde:

b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, expressa em centímetros (cm).

Fonte: NBR 6118 (2014).

Esses coeficientes podem também ser obtidos pela mesma Equação 49, utilizada para pilares.

Assim como na revisão de 2003, o capítulo 13 discorre sobre o efeito de furos e aberturas na resistência e deformação das peças, e sobre o controle de fissuração e proteção das armaduras.

A atual versão da norma, revisada em 2014, passou por pequenos ajustes. Ainda assim, essas mudanças refletiram nas dimensões mínimas das peças estruturais, conforme mostra a Tabela 21.

Na versão de 2014 surge a avaliação de conformidade de projeto que deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do projetista. Essa avaliação deve ser requerida e contratada pelo contratante, e tem como finalidade avaliar tecnicamente o projeto e sua segurança.

Tabela 21 - Comparativo entre as revisões da NBR 6118 de 2003 e 2014

Quesito	Revisão	
	2003	2014
Método de Dimensionamento	Estados Limites	Estados Limites
Pilar	12 cm	14 cm
Dimensão mínima dos elementos estruturais	Viga	12 cm
	Laje	8 cm
f_{ck}	20 MPa	20 MPa

Fonte: O Autor (2021).

3.2.2 Considerações sobre a norma NBR 8681

A parti de 2003 observa-se uma associação significativa entre as normas NBR 8681, que especifica as ações e a segurança das estruturas, e a norma NBR 6118 que é específica para dimensionamento de estruturas de concreto. A NBR 8681 fixou os requisitos para a verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil, e estabeleceu as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem considerados no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam os materiais construtivos e a finalidade de uso, salvo os casos previstos em normas brasileiras específicas. A partir desse ponto, essas normas são complementares entre si e, juntas, representaram um avanço significativo no esclarecimento de como a segurança deve ser abordada.

Na NBR 8681, a filosofia de projeto é estabelecida considerando-se os estados limites últimos e de serviço. Contudo, os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados. Por esse motivo, a NBR 6118, na revisão de 2013, embora pudesse ter sido mais sintética remetendo os critérios de segurança baseados em uma norma específica de ações e segurança nas estruturas, no caso a NBR 8681, optou por incluir esses critérios, ajustando-os especificamente para o concreto armado e para o concreto protendido.

A NBR 8681, ao tratar dos estados limites de serviço, destaca que esses estados limites decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura: i) as quase permanentes, que representam combinações de ações que podem atuar durante grande parte do

período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período; ii) as frequentes, que representam as combinações de ações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes (ou seja mais de 100.000 repetições) em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%; e iii) as raras, que representam as combinações de ações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

A NBR 8681 apresenta a possibilidade de analisar conjuntamente o efeito das ações. O conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente em uma estrutura durante sua vida útil, ou um período de tempo preestabelecido é denominando de carregamento.

Segundo a NBR 8681, durante a vida útil da estrutura, podem ocorrer: o carregamento normal, o carregamento especial e o carregamento excepcional, e em casos particulares, o carregamento de construção.

O carregamento normal é aquele que decorre do uso previsto e funcional da construção. Este carregamento pode ter duração igual ao período de tempo preestabelecido da estrutura, sempre é considerado nas verificações de segurança, seja para o estado limite último quanto em relação ao estado limite de serviço.

O carregamento especial é aquele que decorre da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial. Os efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal. O carregamento especial é transitório, com duração pequena em relação ao período de tempo preestabelecido da estrutura e é considerado apenas na verificação do estado limite último.

O carregamento excepcional é aquele que decorre da atuação das ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Somente são considerados na verificação de segurança em determinados tipos de construção, para as quais não possa ser desprezada. É transitório, com duração extremamente curta, e é considerado apenas na verificação do estado limite último.

O carregamento de construção é aquele considerado apenas nas estruturas em que exista o risco de ocorrência de algum estado limite durante a fase de construção. É transitório, sua duração é muito particular a cada caso, e devem ser consideradas tantas ações quantas sejam necessárias para verificação das condições de segurança de cada estado limite.

Na verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites, para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

As ações permanentes sempre são consideradas em sua totalidade nas combinações. Já as ações variáveis, móveis ou não, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

As ações incluídas em cada uma destas combinações devem ser consideradas por meio de seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações.

Três expressões são fornecidas pela NBR 8681 para estabelecer as combinações referentes aos estados limites últimos, e outras três expressões se aplicam aos estados limites de serviço.

Nas combinações últimas normais, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_{qk} , e as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_{qk}$.

Nas combinações últimas especiais, a ação variável especial deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial.

Nas combinações últimas excepcionais, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

Para as condições de segurança relativas aos Estados Limites Últimos, são utilizados os coeficientes de ponderação das ações (γ_f) para majorar cada tipo de ação atuante na estrutura, e os fatores de combinação (ψ_0) que levam em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de diferentes naturezas.

O valor de cálculo das ações para combinação última é representado por F_d . A parcela F_{gk} representa as ações permanentes diretas; a parcela F_{ek} representa as ações permanentes indiretas, como a retração F_{sgk} e as ações variáveis indiretas como a temperatura F_{sgk} ; a parcela F_{qk} representa as ações variáveis diretas, das quais F_{q1k} é tomada como a ação variável principal.

As combinações que estabelecem as ações de cálculo (F_d) para os Estados Limites Últimos são apresentadas na tabela 22.

Para verificações do estado limite de serviço as três combinações utilizadas são: a combinação quase-permanente, a combinação frequente e a combinação rara. Em todas elas, as ações permanentes são consideradas na sua totalidade, com seus valores característicos.

As combinações, no estado limite de serviço (ELS), são classificadas de acordo com o tempo de atuação das ações na estrutura. A combinação é considerada quase permanente quando as ações variáveis podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, sendo que sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas.

A combinação é considerada frequente quando as ações variáveis se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. A combinação rara ocorre quando as ações variáveis atuam algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

Os fatores ψ_1 e ψ_2 são denominados fatores de redução e são utilizados na verificação dos estados limites de serviço. São aplicados aos valores característicos

das ações variáveis. O fator de redução ψ_1 é aplicado nas combinações frequentes e nas combinações raras, e o fator de redução ψ_2 aplica-se nas combinações quase-permanentes e nas combinações frequentes.

Tabela 22 – Combinações Últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das Solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + g_q (F_{q1k} + \sum \gamma_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \gamma_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser desconsiderada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{km\acute{a}x}$ e $P_{km\acute{i}n}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9 da norma.
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{gnk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,m\acute{i}n}, \text{ onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \gamma_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \gamma_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \gamma_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \gamma_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \gamma_{0e} F_{eqk}$

Fonte: NBR 8681 (2004) e NBR 6118 (2014).

Na combinação quase permanente de serviço, além dos valores característicos das ações permanentes, as ações variáveis são consideradas com seus valores característicos modificados pelo fator de redução ψ_2 .

Na combinação frequente de serviço, além dos valores característicos das ações permanentes, a ação variável principal é considerada com seu valor característico modificado pelo fator de redução ψ_1 , e as demais ações variáveis são consideradas com seus valores característicos modificados pelos respectivos fatores de redução ψ_2 .

Na combinação rara de serviço, além dos valores característicos das ações permanentes, a ação variável principal é considerada com seu valor característico, e

as demais ações variáveis são consideradas com seus valores característicos modificados pelos respectivos fatores de redução ψ_1 .

As combinações que estabelecem as ações de cálculo ($F_{d,ser}$) para os Estados Limites de Serviço são apresentadas nas tabelas 23.

Tabela 23 – Combinações de Serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das Solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes ψ_2 e F_{qk}	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $y_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + y_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes ψ_1 e F_{qk}	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$

$F_{d,ser}$	- valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
F_{q1k}	- valor característico das ações variáveis principais diretas;
ψ_1	- fator de redução de combinação frequente para ELS
ψ_2	- fator de redução de combinação quase permanente para ELS

Fonte: NBR 8681 (2004) e NBR 6118 (2014).

Para o caso de verificações em concreto armado, a combinação quase-permanente é necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF). A combinação frequente é empregada na verificação dos estados limites de formação de fissuras (ELS-F), abertura de fissuras (ELS-W) e vibrações excessivas (ELS-VIB). A combinação rara é normalmente utilizada para casos particulares de verificação dos estados limites de formação de fissuras e de descompressão.

3.2.2.1 Coeficientes especificados pela NBR 8681 para as ações

Na ABNT NBR 8681-2004, os coeficientes de ponderação γ_g majoram os valores representativos das ações permanentes. Quando as ações variáveis que atuam na estrutura provocam efeitos favoráveis, o coeficiente γ_g das ações

permanentes é igual a unidade. Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_g , não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras se mantenham inalteradas.

A variabilidade das ações permanentes diretas depende dos processos de construção das estruturas, dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos. Portanto, processos mais controlados admitem coeficientes de ponderação menores e processos menos controlados exigem coeficientes maiores.

Dois caminhos são disponibilizados: um deles permite que o projetista assuma os valores do coeficiente de ponderação para cada uma das ações permanentes, consideradas separadamente; o outro caminho permite que o projetista adote um único coeficiente de ponderação para todas as ações permanentes, e um único coeficiente para as ações variáveis.

Independentemente da forma de análise, os coeficientes parciais associados aos efeitos favoráveis sempre são iguais a 1,0. Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes diretas, quando consideradas separadamente, segundo a NBR 8681-2004, são apresentados na tabela 24.

Quando a opção do projetista é trabalhar com ações permanentes agrupadas, a norma NBR 8681(2004) estabelece valores de γ_g para três tipos de estruturas: i) grandes pontes, ou seja, aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações; ii) edificações tipo 1, ou seja, são aquelas em que as ações acidentais superam 5 kN/m²; e iii) edificações tipo 2, ou seja, as ações acidentais que não superam 5 kN/m², conforme tabela 25.

Tabela 24 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas separadamente γ_g

Combinação	Tipo de Ação	Efeito
		Desfavorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35
	Elementos construtivos industrializados (Paredes e fachadas pré-moldadas e gesso acantonado)	1,35
	Elementos construtivos industrializados com adições no local	1,40
	Elementos construtivos em geral e equipamentos (paredes de alvenaria, revestimentos e pisos)	1,50
Especial ou de Construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25
	Elementos construtivos industrializados (Paredes e fachadas pré-moldadas e gesso acartonado)	1,25
	Elementos construtivos industrializados com adições no local	1,30
	Elementos construtivos em geral e equipamentos (paredes de alvenaria, revestimentos e pisos)	1,40
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15
	Elementos construtivos industrializados (Paredes e fachadas pré-moldadas e gesso acartonado)	1,15
	Elementos construtivos industrializados com adições no local	1,20
	Elementos construtivos em geral e equipamentos (paredes de alvenaria, revestimentos e pisos)	1,30

Fonte: Adaptado da NBR 8681(2004).

Para o caso dos efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, o coeficiente de ponderação γ_g é denominado γ_ε , e seu valor é igual a 1,2 para qualquer combinação: normal, especial ou excepcional.

Tabela 25 - Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas conjuntamente γ_g

Combinação	Tipo da Estrutura	Efeito
		Desfavorável
Normal	Grandes Pontes	1,30
	Edificações Tipo 1 e Pontes em Geral	1,35
	Edificações Tipo 2	1,40
Especial ou de Construção	Grandes Pontes	1,20
	Edificações Tipo 1 e Pontes em Geral	1,25
	Edificações Tipo 2	1,30
Excepcional	Grandes Pontes	1,10
	Edificações Tipo 1 e Pontes em Geral	1,15
	Edificações Tipo 2	1,20

Fonte: Adaptado da NBR 8681(2004).

Para os coeficientes de ponderação γ_q , que majoram os valores representativos das ações variáveis e que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura, a norma NBR 8681-2004 estabelece valores considerando também ações variáveis separadamente ou conjuntamente, conforme tabelas 26 e 27, respectivamente.

Tabela 26 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas separadamente γ_q

Combinação	Tipo de Ação	Coeficiente de Ponderação
Normal	Ações Truncadas	1,2
	Efeitos de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações Variáveis em geral	1,5
Especial	Ações Truncadas	1,1
	Efeitos de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações Variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações Variáveis em geral	1,0

Fonte: Adaptado da NBR 8681(2004).

Quando as ações variáveis são consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso, permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais e o efeito de temperatura.

Tabela 27 - Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente γ_q

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de Ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1

Fonte: Adaptado da NBR 8681(2004).

Quando se analisa a norma NBR 6118-2003, que é contemporânea da NBR 8681-2004, nota-se que a NBR 6118-2003 adota para ações permanentes coeficientes de ponderação entre 1,2 e 1,4, sendo 1,2 para ações permanentes excepcionais e 1,4 para ações permanentes normais. Comparando-se estes valores com os prescritos na NBR 8681-2004, nota-se que a NBR 6118 faz uma simplificação considerando apenas as edificações do tipo 2 com ações consideradas conjuntamente.

A NBR 8681 aponta que a escolha de considerar as ações permanentes diretas separadamente ou conjuntamente, e seus respectivos coeficientes de ponderação, é uma escolha do projetista.

Para o caso de pontes e edificações do tipo 1, se o projetista consultar apenas a NBR 6118 na versão de 2003, os coeficientes parciais aplicados às ações podem ser, na prática, maiores do que aqueles sugeridos pela NBR 8681-2004 para o caso das ações permanentes, e menores para o caso de ações variáveis.

Observa-se ainda a influência da norma NBR 8681-2004 sobre a norma NBR 6118-2003, uma vez que a simultaneidade de atuação das ações é considerada, e o coeficiente parcial γ_{f2} é associado aos valores dos fatores de combinação e de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , apresentados na tabela 28.

Tabela 28 - Coeficientes de ponderação para ações γ_{f2} segundo a NBR 6118-2003 influenciados pela NBR 8681-2004

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptado da NBR 6118 (2003).

3.3 Evolução das normas e dos coeficientes associados às ações e às resistências para o concreto armado no Brasil

De 1940 até 2020 são 80 anos de história de normatização no Brasil. Muitas transformações o mundo testemunhou nesse período: da revolução da informação e da automação iniciada a partir da década de 1970 até a atual revolução da informação e comunicação.

A fundação, em 28 de setembro de 1940, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) se confunde com a publicação do primeiro manual de instruções de concreto armado do país, pois, no mesmo ano, o Brasil começou a fazer parte do grupo de países que tinham instruções próprias para projeto e construção de estruturas em concreto armado. A então denominada NB-1 tornou-se a primeira norma da ABNT feita por brasileiros, algo até então inédito na América Latina.

Face ao contexto histórico, ela não foi somente uma tradução dos manuais existentes no mundo, mas sim um manual inédito, sendo que parte de seu conteúdo teve início no gabinete de Resistência de Materiais da Escola Politécnica da atual Universidade de São Paulo (USP), responsável por iniciar a integração entre os laboratórios de pesquisas aplicadas a concreto.

A partir desse marco, o estudo do concreto armado teve continuidade e foi aprofundado, resultando em novas formulações para projeto e execução de suas estruturas. No período de 1940, data da primeira publicação, até abril de 2014, data da última, a NB-1 passou por três grandes mudanças, marcadas por três publicações oficiais nos anos de 1960, 1978(1980) e 2003.

Somente na década de 60, embora ainda seguindo um método determinístico, foi definida a opção de dimensionamento para o estágio III, considerando-se o cálculo na ruptura.

Esse período foi também marcado por três significativas adequações, quais sejam: a primeira em 1980, quando foi iniciada uma parceria com o Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (INMETRO), resultando na alteração do nome NB-1 para NBR 6118; a segunda em 1991, quando a norma ganhou caráter de lei com a publicação do Código de Defesa do Consumidor; e a terceira em 2008, com a validação da norma brasileira nos padrões da Organização Internacional de Normalização (ISO). A evolução da norma para dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil é apresentada na figura 15.

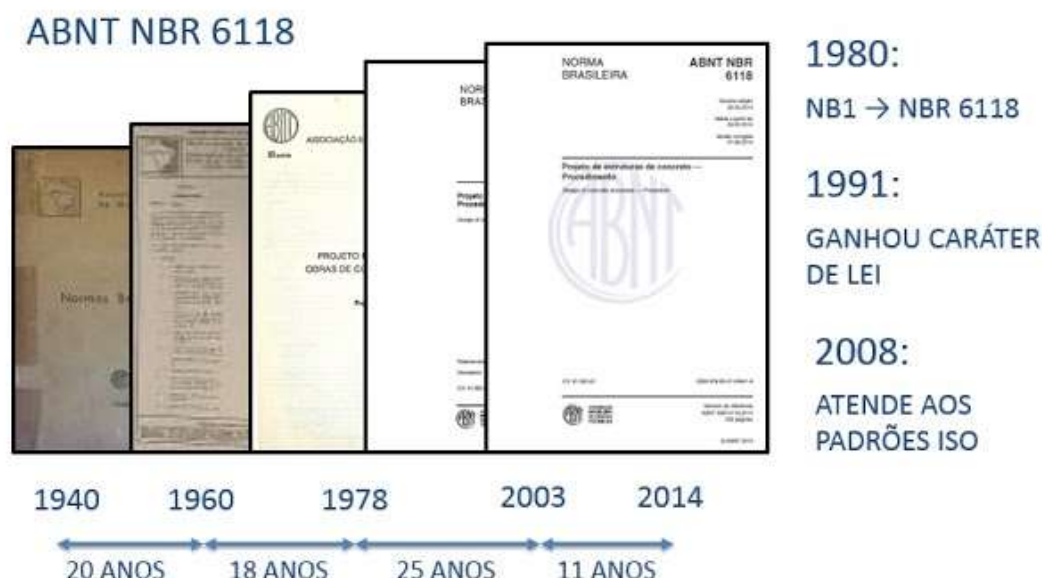


Figura 15 – Evolução da norma para dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil

Fonte: Adaptado de Santos, Bueno e Kimura (2013)

É possível dizer que, desde a sua primeira edição, a norma brasileira de estruturas de concreto armado se situa entre as mais completas do mundo, e sempre

acompanhou os resultados das mais modernas experiências realizadas sobre concreto armado. A norma brasileira de concreto não se trata de uma tradução de regulamentos de outros países e sim de uma norma brasileira, elaborada por brasileiros.

A última revisão da ABNT NBR 6118, em 2014, trouxe algumas mudanças, contudo nada que efetivamente alterasse a filosofia de projeto e os já estabelecidos coeficientes de ponderação, para o projeto de estruturas de concreto. A principal alteração foi a inclusão do grupo II de concreto, compreendendo o intervalo da classe C55 à classe C90 de resistência à compressão, e a nomeação do grupo I, referente aos concretos com resistência característica à compressão, compreendida no intervalo da classe C20 à classe C50.

Além disso, em várias especificações, foram adicionadas formulações distintas para concretos do grupo I e II, como no cálculo da resistência à tração do concreto; do módulo de elasticidade entre 7 e 28 dias; do módulo de elasticidade aos 28 dias; entre outros.

Em 2014, observou-se uma latente preocupação com a durabilidade das estruturas, e, portanto, houve alteração nos critérios de projeto que visam a durabilidade das estruturas de concreto armado, com a inclusão de especificações para elementos estruturais em contato com o solo e ajustes nas seções mínimas dos elementos de concreto e nos cobrimentos.

Foram feitas alterações relativas ao dimensionamento de elementos sujeitos à flexão normal simples, como lajes e vigas, sendo elas: alteração do coeficiente que representa a razão entre a profundidade da linha neutra e a altura útil (x/d); e a inclusão de um coeficiente para majorar os esforços solicitantes finais de lajes em balanço, com altura menor que 19 centímetros. Outras alterações também interferiram no dimensionamento, tais como as expressões para a obtenção do módulo de deformação secante e do módulo de elasticidade inicial.

Para a resistência máxima admitida para o concreto, nessas revisões, houve uma expressiva evolução das resistências à compressão do concreto admitidas em projeto, variando de 4 MPa a 90 MPa em 7 décadas de evolução da norma de dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil, conforme quadro 8.

Quadro 8 – Evolução Temporal das tensões resistentes para o concreto armado no Brasil

Esforço Solicitante		1940	1960	1980	2003	2014
		Dosagem		11 MPa	50 MPa ³⁵	90 MPa
		Empírica	Racional			
Centro da Seção	Compressão Axial ou Flexão composta	4 MPa	6 MPa			
Borda da Seção	Flexão Simples ou composta	4,3 MPa				

Fonte: O Autor (2021).

As especificações sobre as ações e as resistências para a avaliação da segurança estrutural também evoluíram ao longo do tempo. Ocorreu uma passagem de uma abordagem determinística, adotando-se carregamentos genéricos nas décadas de 40 e 60, para se chegar, na atualidade, a uma abordagem semi-probabilística, adotando-se combinações possíveis de carregamentos, conforme quadro 9.

Quadro 9 – Evolução da filosofia de verificação da segurança em projeto, adotada para concreto armado no Brasil

1940	1960	1980		2003	2014
Compressão Axial Flexão Simples Flexão Composta		Situações Genéricas Condições Desfavoráveis Condições de Controle		Combinações Normais Combinações Especiais Combinações Excepcionais	
Método Determinístico		Método Semi Probabilístico			
Tensões Admissíveis Cálculo na Ruptura		Estados Limites			

Fonte: O Autor (2021).

No caso da norma brasileira de concreto armado, notam-se mudanças significativas em ciclos de aproximadamente 2 décadas: da década de 60 para década de 80 ao ser inserido o método dos estados limites, desenvolvido na década de 70; e

³⁵ A ABNT NBR 6118-2003 aplica-se a concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I, indicadas na ABNT NBR 8953, ou seja, até C50.

da década de 80 para os anos 2000 com a inserção dos carregamentos e das combinações das ações.

Entre as décadas de 40 e 60 ainda se admitia um método determinístico para o dimensionamento, e os coeficientes de ponderação eram ajustados aos esforços solicitantes. Além disso, a filosofia inserida com o conceito de tensões admissíveis determinava fatores de segurança em função dos tipos de solicitação, ou seja, compressão ou flexão.

Na década de 80, com a inserção do conceito de estados limites, a norma passou a classificar as situações de execução, ou seja, as situações de dosagem do concreto para se determinar os coeficientes de minoração das resistências. A partir de 2003, consideram-se as combinações de carregamentos, em função do comportamento das ações, se normais, especiais ou excepcionais, conforme quadro 10.

Quadro 10 - Evolução temporal dos coeficientes de minoração das resistências no Brasil para o concreto γ_c

1940			1960			1980			2003 - 2014		
Esforços Solicitantes			Situações			Combinações					
C ⁽¹⁾ e FC ⁽²⁾	F ⁽³⁾	F e C	G ⁽⁴⁾	D ⁽⁵⁾	CT ⁽⁶⁾	N ⁽⁷⁾	E ⁽⁸⁾	EX ⁽⁹⁾			
3	2,5	2	1,4	1,5	1,3	1,4	1,2	1,2			

Legenda:

⁽¹⁾ C: Compressão Axial;

⁽²⁾ FC: Flexão Composta;

⁽³⁾ F: Flexão Simples;

⁽⁴⁾ G: Situações Genéricas;

⁽⁵⁾ D: Situações Desfavoráveis de Preparo;

⁽⁶⁾ CT: Situações de Controle de Preparo e Peças Pré-Fabricadas;

⁽⁷⁾ N: Combinações Normais;

⁽⁸⁾ E: Combinações Especiais;

⁽⁹⁾ EX: Combinações Excepcionais.

Fonte: O Autor (2021).

Ocorreu, portanto, uma mudança progressiva, já que, na década de 60, os coeficientes aplicados às ações eram selecionados a partir dos esforços solicitantes resultantes, por exemplo, da compressão, da flexão simples ou da flexão composta.

Já na década de 80, os coeficientes de ponderação passaram a ser aplicados em função do tipo de ação e das combinações geradas por essas ações, ou seja,

determinadas situações de uso das estruturas determinavam os coeficientes de ponderação. A partir de 2003 o entendimento é que os coeficientes de ponderação são selecionados a partir do tipo de combinação das ações atuantes na estrutura.

Na década de 40, o único método utilizado para a verificação da segurança era o método das tensões admissíveis, portanto, não havia coeficientes associados às ações. Na década de 60, com a inserção do cálculo na ruptura, tem-se a utilização de coeficientes associados às ações e, na década de 80, com o método dos estados limites, consolidam-se pela primeira vez os coeficientes parciais de ponderação das ações, conforme quadro 11.

Quadro 11 – Evolução dos coeficientes de ponderação das ações no Brasil γ_g e γ_q

Ações	1940	1960		1980
		Flexão	Compressão	
Permanentes		1,65	2,00	1,4
Permanentes Indiretas	Não há		Não há	1,2
Variáveis		2,00	2,40	1,4

Fonte: O Autor (2021).

Na década de 80, a já então NBR 6118 estabelecia: “quando se dispuser de dados estatísticos das ações, é possível associar as ações à sua dispersão estatística, associando-se o valor característico ao valor médio e à probabilidade para o quantil de 95% das maiores ações prováveis”.

A partir da década de 80, e permanecendo até 2003, as ações permanentes são majoradas por $\gamma_f = \gamma_g = 1,4$, as ações variáveis por $\gamma_f = \gamma_q = 1,4$, e as ações indiretas por $\gamma_f = \gamma_\varepsilon = 1,2$. Quando existirem ações variáveis S_{qk} de diferentes origens com pouca probabilidade de ocorrência simultânea, sendo $S_{qk1} \geq S_{qk2} \geq S_{qk3}$, S_{qk} poderá ser substituída por $S_{qk1} + 0,8 (S_{qk2} + S_{qk3} + \dots)$.

O quadro 12 apresenta os coeficientes de majoração das ações, comparando os valores especificados pela norma NBR 8681 com os valores especificados pela norma NBR 6118 nas versões 1980, 2003 e 2014, já elaboradas com a aplicação do método dos estados limites e considerando os esforços tratados separadamente. No

quadro 12, N representa as ações normais, E as ações especiais e EX as ações excepcionais.

Quadro 12 – Evolução dos coeficientes de ponderação nas ações para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente

Tipos de Ações		NB-1 1980	2003 -2014					
			NBR 8681			NBR 6118 $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$		
			N	E	EX	N	E	EX
Permanentes	Metálicas (Peso Próprio)	1,4	1,25	1,15	1,10	1,4	1,3	1,2
	Pré-moldadas (Peso Próprio)		1,30	1,20	1,15			
	Moldadas no local (Peso Próprio)		1,35	1,25	1,15			
	Elementos Industrializados		1,35	1,25	1,15			
	Elementos moldados no local		1,40	1,30	1,20			
	Elementos construtivos em geral		1,50	1,40	1,30			
Variáveis	Ações Truncadas	1,2	1,2	1,1		1,2	1,0	0
	Efeitos de temperatura		1,2	1,0	-			
	Ação do vento		1,4	1,2				
	Ações Variáveis em geral		1,5	1,3	1,0			

Fonte: O Autor (2021).

Ainda sobre as ações, a norma NBR 8681 as considera também conjuntamente, conforme o quadro 13. A NBR 6118, em 2003, manteve para as ações permanentes, em sua combinação normal, os valores já incorporados na década de 80, e para as ações variáveis, ocorreram mudanças. Em 4 décadas, de 1980 até 2020, foram mantidos, praticamente, os mesmos valores, mesmo com a criação de uma norma específica para ações e segurança estrutural em 1984, com revisão em 2003, como é o caso da NBR 8681 que sugeriu, por exemplo, um cenário mais arrojado em projetos de grandes estruturas, pontes e de edificações do tipo 1, para o caso das ações permanentes, com a possível redução dos coeficientes de ponderação.

Por outro lado, para as ações variáveis, a partir da revisão de 2003, observa-se que os coeficientes de ponderação para a combinação normal aumentaram e, quando comparados com a NBR 8681, no caso de grandes pontes e edificações do tipo 1, seja para a combinação normal, ou para a combinação especial, a NBR 6118 é mais arrojada.

Quadro 13 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações para os Estados Limites Últimos considerando as ações conjuntamente

Tipos de Ações		NB-1 1980	2003 -2014					
			NBR 8681			NBR 6118 $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$		
			N	E	EX	N	E	EX
Permanentes	Grandes Pontes		1,30	1,20	1,10			
	Edificações Tipo 1	1,4	1,35	1,25	1,15	1,4	1,3	1,2
	Edificações Tipo 2		1,40	1,30	1,20			
Variáveis	Grandes Pontes		1,5	1,3				
	Edificações Tipo 1	1,2	1,5	1,3	1	1,4	1,2	1,0
	Edificações Tipo 2		1,4	1,2				

Fonte: O Autor (2021).

Para as ações variáveis, a NBR 6118, a partir de 2003, ao considerar a simultaneidade das ações variáveis com o coeficiente γ_{f2} , associa-o aos fatores de combinação ψ_0 .

Para a ponderação das ações variáveis, três situações foram estabelecidas: Caso 1, no qual são considerados locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas; Caso 2, para locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, ou de elevadas concentrações de pessoas; Caso 3, para bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens. Os quadros 14, 15 e 16 apresentam os coeficientes γ_f para as normas NBR 8681, NBR 6118 em sua versão da década de 80 e em suas versões de 2003 e 2014, respectivamente aos Casos 1, 2 e 3.

Quadro 14 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente - Caso 1

Ações		NB-1 1980	2003 -2014					
			NBR 8681			NBR 6118 $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$		
			N	E	EX	N	E	EX
Variáveis	Ações Truncadas	1,2	1,2	1,1		1,2	1,0	
	Efeitos de temperatura		1,2	1,0	-	0,72	0,6	0
	Ação do vento		1,4	1,2		0,72	0,6	
	Ações Variáveis em geral		1,5	1,3	1,0	0,7	0,6	0,5

Fonte: O Autor (2021).

Quadro 15 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites Últimos considerando as ações separadamente - Caso 2

Ações		NB-1 1980	2003 -2014					
			NBR 8681			NBR 6118 $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$		
			N	E	EX	N	E	EX
Variáveis	Ações Truncadas	1,2	1,2	1,1		1,2	1,0	
	Efeitos de temperatura		1,2	1,0	-	0,72	0,6	0
	Ação do vento		1,4	1,2		0,72	0,6	
	Ações Variáveis em geral		1,5	1,3	1,0	0,98	0,6	0,7

Fonte: O Autor (2021).

Quadro 16 - Evolução dos coeficientes de ponderação das ações variáveis para os Estados Limites considerando as ações separadamente - Caso 3

Ações		1980	2003 -2014					
			NBR 8681			NBR 6118 $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$		
			N	E	EX	N	E	EX
Variáveis	Ações Truncadas	1,2	1,2	1,1		1,2	1,0	
	Efeitos de temperatura		1,2	1,0	-	0,72	0,6	0
	Ação do vento		1,4	1,2		0,72	0,6	
	Ações Variáveis em geral		1,5	1,3	1,0	1,12	0,6	0,8

Fonte: O Autor (2021).

A norma brasileira de projeto e execução de estruturas de concreto armado teve sua primeira versão em 1940 e passou por 6 revisões, como apresentado nas seções anteriores. As mudanças que ocorreram estão sintetizadas na Tabela 29.

Tabela 29 - Quadro comparativo com todas as versões da norma

Quesito		Revisão				
		1940	1960	1980	2003	2014
Método de dimensionamento		Tensão Admissível	Tensão Admissível	Estados Limites	Estados Limites	Estados Limites
Dimensão mínima dos elementos estruturais	Pilar	20 cm	20 cm	20 cm	12 cm	14 cm
	Viga	8 cm	8 cm	8 cm	10 cm	12 cm
	Laje de piso	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm	8 cm
f_{ck} mínimo		125 kgf/cm ²	100 kgf/cm ²	9 MPa	20 MPa	20 MPa

Fonte: O Autor (2021)

3.3.1 Diagramas temporais de evolução da segurança estrutural normatizada no Brasil

Para avaliar o percurso da segurança estrutural desenvolvida no Brasil, é possível delinear um processo gráfico de visualização desse desenvolvimento. O gráfico da figura 16 apresenta as tensões máximas admitidas para a resistência à compressão do concreto. De 1940 a 2003 não havia distinção entre classes e, na versão de 2003 não havia tensões máximas para os concretos de classe II³⁶.

Por um lado, observa-se pela figura 16 que, com o passar dos anos, os concretos foram se tornando cada vez mais resistentes. Por outro lado, os coeficientes de ponderação passaram a apresentar uma tendência de redução, como mostra a figura 17. Essas reduções foram ocorrendo à medida que os métodos de dimensionamento foram sendo substituídos, começando com o Método das Tensões Admissíveis, passando para o Método do Cálculo na Ruptura até a implementação do Método dos Estados Limites.

³⁶ Os concretos para fins estruturais são classificados nos grupos I e II, conforme a resistência característica à compressão (f_{ck}), determinada a partir do ensaio de corpos-de-prova moldados. Os concretos inseridos na classe I são aqueles compreendidos entre C20 e C50 (resistência característica à compressão entre 20 MPa e 50 MPa). Os concretos inseridos na classe II são aqueles compreendidos entre C55 e C90 (resistência característica à compressão entre 55 MPa e 90 MPa). O concreto estrutural deve ter resistência característica à compressão aos 28 dias (f_{ck}), mínimo de 20 MPa para estruturas em concreto armado podendo chegar até 90 MPa. (ABNT NBR 8953-2015). A NBR 6118 traz no item 1.2 de sua revisão de 2014 a introdução do grupo II de resistência que abrange concretos entre 55 e 90 Mpa. Com isso foi mantido a essência das formulações de cálculo para concretos do grupo I (C10 a C50) e apresentado uma nova formulação para as classes C55 a C90.

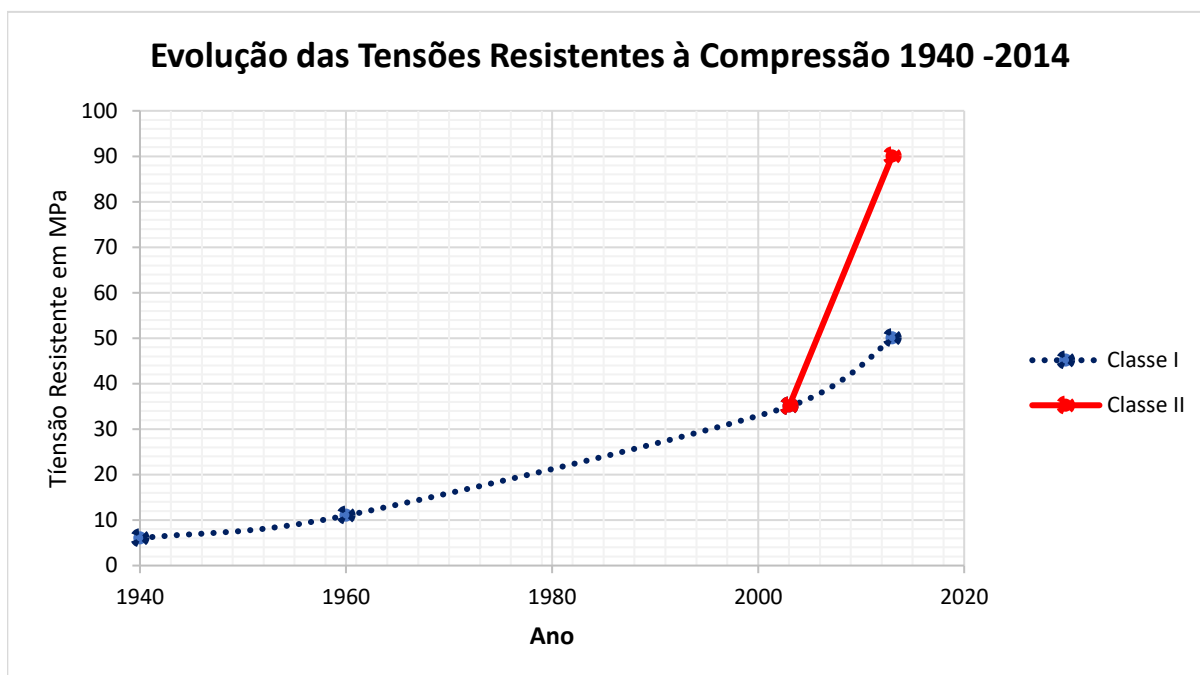


Figura 16 – Evolução dos valores normativos das tensões resistentes de concreto
Fonte: O Autor (2021).

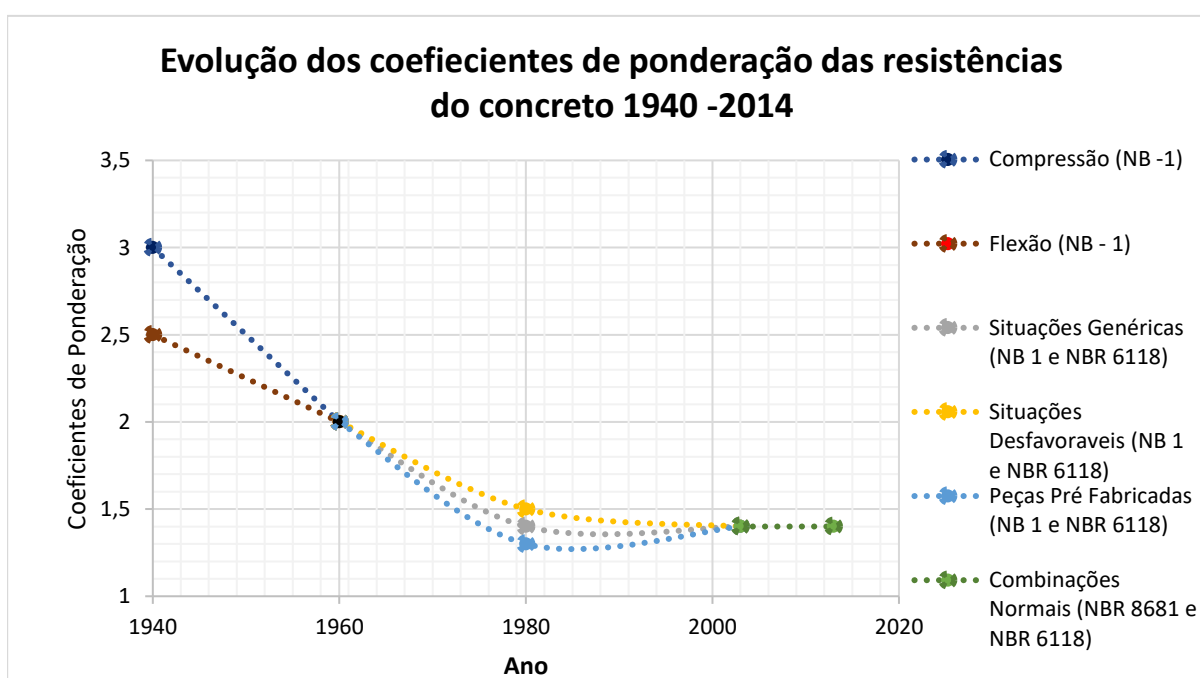


Figura 17 – Evolução dos coeficientes de ponderação das resistências no Brasil
Fonte: O Autor (2021)

A figura 18 mostra como os coeficientes de ponderação das ações se consolidaram no Brasil desde a década de 40, observando-se uma tendência de uniformização a partir da década de 80.

Observa-se, em 1980, uma convergência dos coeficientes que ponderam as ações permanentes para o valor de 1,4, e dos coeficientes que ponderam as ações variáveis também para o valor de 1,4. Na versão de 2003, mantiveram-se os valores dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes. Para as ações variáveis, esses coeficientes se desdobraram: as ações variáveis gerais (consideradas acidentais decorrentes do uso, por exemplo) aumentaram para o valor de 1,4 e particularmente os coeficientes aplicados às ações causadas pela variação de temperatura e às ações devidas ao vento foram reduzidos para o valor de 1,2, conforme mostram os gráficos da figura 18.

A possibilidade de serem consideradas as ações conjuntamente foi incluída na norma de ações e segurança nas estruturas – a NBR 8681 – a partir de 2003. Para o caso das ações permanentes, há um desdobramento dos valores em função do uso das construções, conforme mostram os gráficos da figura 18.

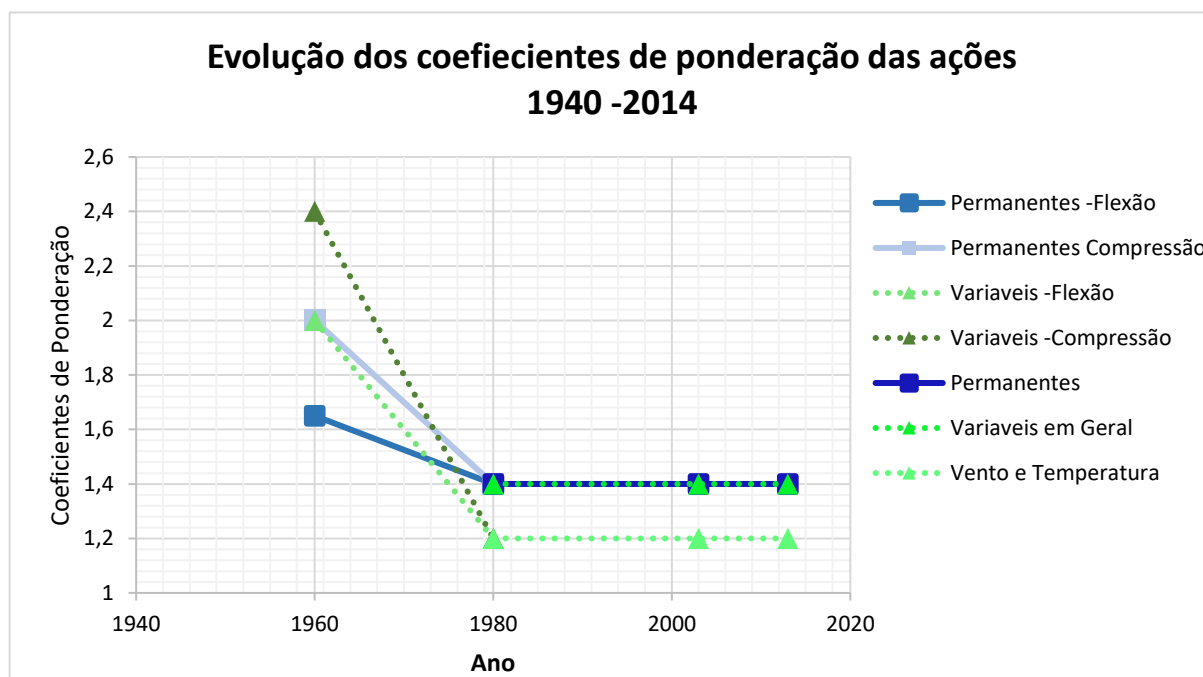


Figura 18 – Evolução dos coeficientes de ponderação das ações no Brasil
Fonte: O Autor (2021).

Na realidade, há um desdobramento dos coeficientes de ponderação das ações em três hipóteses: o valor igual a 1,30 para pontes e grandes estruturas; o valor igual a 1,35 para edificações do tipo 1; e o valor igual a 1,4 para edificações do tipo 2, conforme as especificações da norma NBR 8681. Já a norma NBR 6118, a partir de 2003, ao considerar o coeficiente de majoração das ações permanentes em 1,4,

assume que todas as edificações são do tipo 2, conforme mostram os gráficos da figura 19.

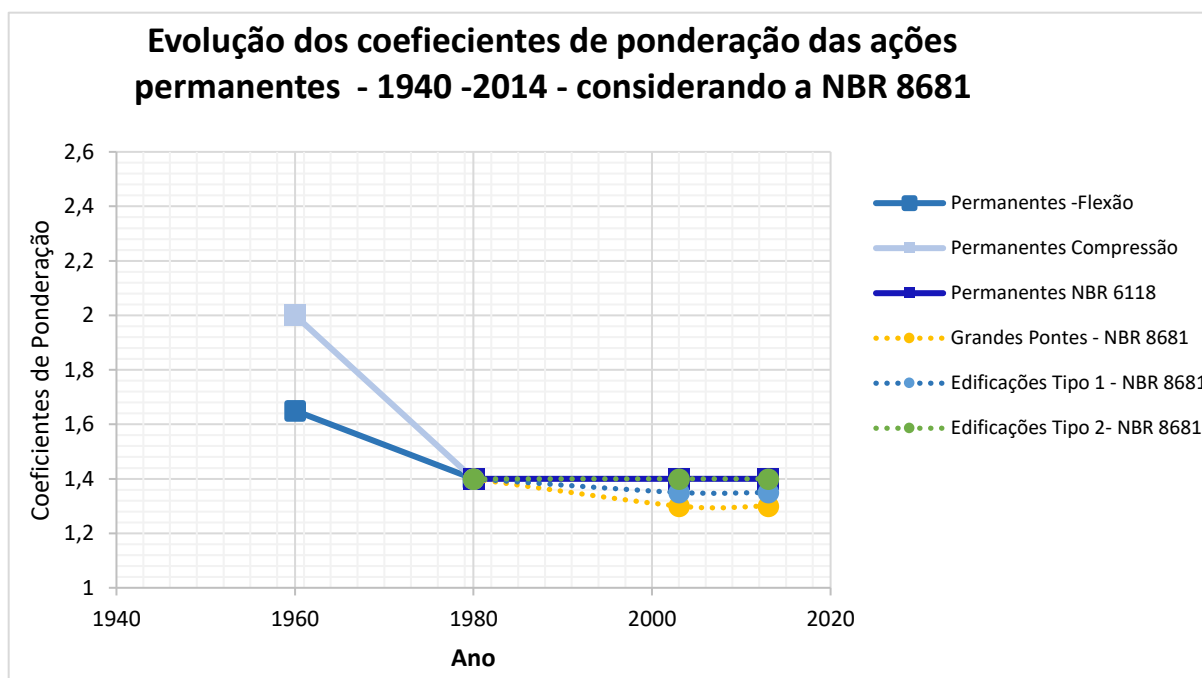


Figura 19 – Evolução dos Coeficientes de Ponderação para Ações Permanentes
Fonte: O Autor (2021).

No desdobramento do que foi estabelecido pela NBR 6118 na década de 80, as ações variáveis de natureza geral são majoradas por um coeficiente de ponderação de 1,4 e se alinham às edificações do tipo 2, previstas na NBR 8681, conforme pode ser notado quando analisadas as ações variáveis consideradas conjuntamente na figura 20.

Ainda pelos gráficos da figura 20, para os efeitos de temperatura, a NBR 6118, em 2003 e 2014, sugere um coeficiente de 1,2, mesmo entendimento previsto na NBR 8681. Já para ações variáveis em geral, a NBR 6118, em 2003 e 2014, sugere um coeficiente de ponderação de 1,4, enquanto a NBR 8681 sugere um coeficiente de 1,5. Esses efeitos foram analisados para as combinações normais de carregamento.

Também ao analisar as ações variáveis separadamente, a norma NBR 8681/84 e a norma NBR 6118/80 partem de um coeficiente de ponderação uniforme de 1,4 para ações variáveis em geral. Para as ações do vento, A NBR 6118, nas versões 2003 e 2014, sugere um coeficiente de ponderação igual a 1,2, enquanto a NBR 8681,

na versão de 2003, sugere um valor igual a 1,4. Esses dados são apresentados nas figuras 20 e 21.

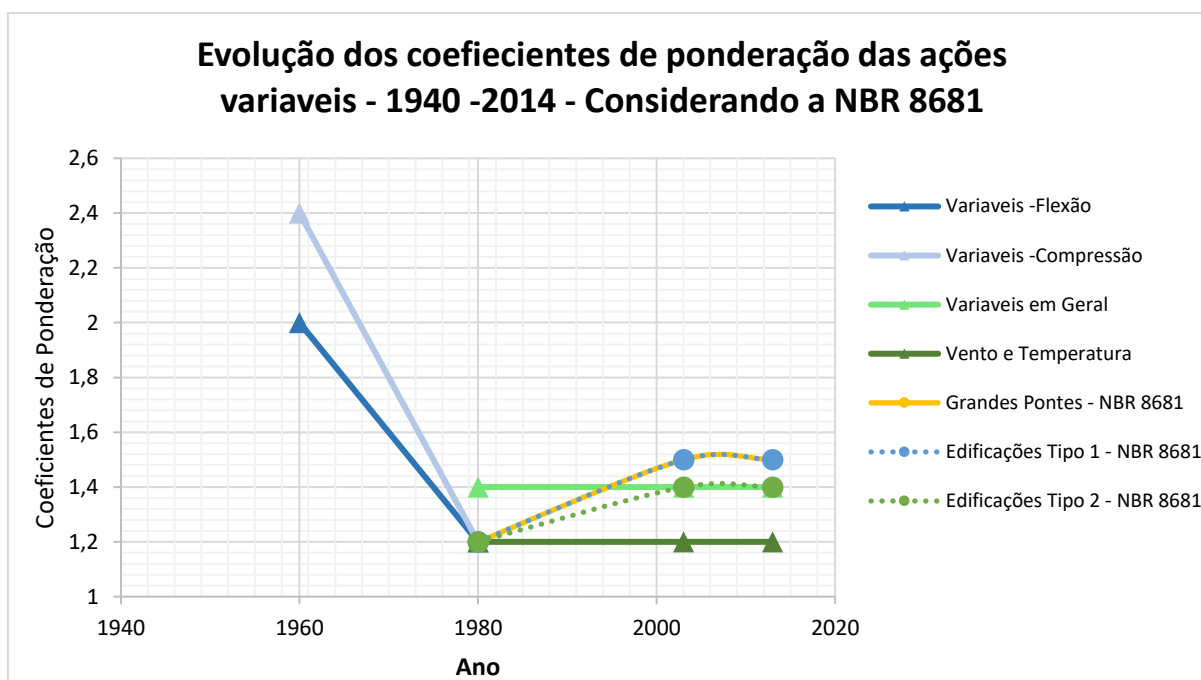


Figura 20 – Evolução dos coeficientes para as ações variáveis consideradas conjuntamente.

Fonte: O Autor (2021).

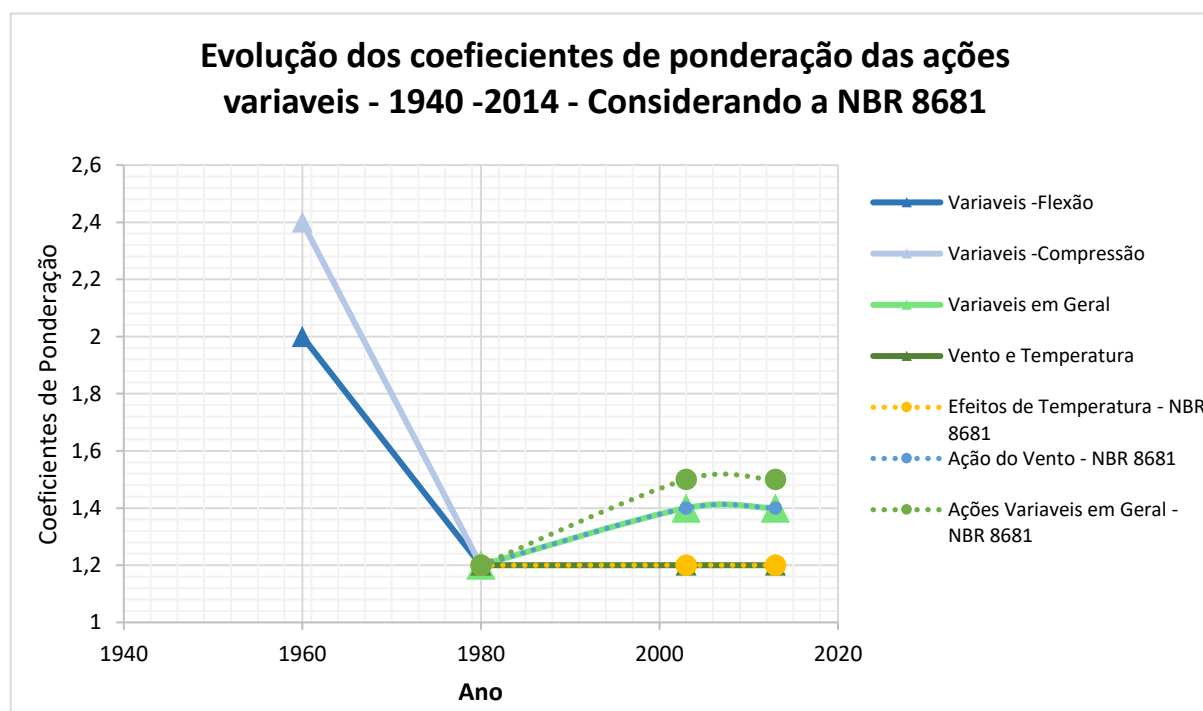


Figura 21 - Evolução dos coeficientes para ações variáveis consideradas separadamente.

Fonte: O Autor (2021).

3.4 Evolução temporal das normas europeias associadas à Segurança

Um dos objetivos do Tratado de Roma (1957) era a remoção de barreiras ao comércio na União Europeia (UE). Em 1975, a Comissão de Comunidades Europeias (CEC, o serviço civil da União Europeia) identificou especificações nacionais para fabricação de produtos como uma barreira e, então, apoiou o trabalho do *Comité Européen Normalisation* (CEN) na criação de normas europeias. O *Comité Européen Normalisation* é uma associação das instituições de padrões nacionais de estados membros da UE e da Área de Livre Comércio Europeia (EFTA).

A partir da década de 1950 várias organizações se envolveram em um trabalho voluntário internacional para a concepção de códigos para o dimensionamento de estruturas. Dentre essas organizações, é possível destacar: *Euro-International Committee for Concrete* (CEB), *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS), *International Federation for Prestressing* (FIP), *International Association for Bridge* e *International Association for Bridge and Structural Engineering* (IABSE). O trabalho dessas organizações teve influência sobre a elaboração de códigos nacionais, mas a aspiração dos envolvidos era a criação de códigos internacionais que poderiam ser amplamente utilizados na prática.

Johnson (2009) aponta que as organizações listadas acima eram membros do *Liaison Committee for International Associations for Civil Engineering*, que em 1971 criou o Conjunto AIPC – CEB – ECCS – FIP, e que veio a ser designado como o Comitê de Estruturas Compostas – *Joint Committee on Composite Structures* (JCCS), então presidido pelo Dr. Sfintesco, da França. A tarefa desse comitê era preparar um documento técnico para o projeto de estruturas de concreto armado, de maneira que esse documento pudesse ser utilizado como base ou referência para códigos e especificações nacionais e internacionais.

Entre 1971 e 1976, foi designado um comitê gestor para examinar a viabilidade do desenvolvimento de um conjunto europeu de documentos para tratar de atividades de projeto e dimensionamento de uma ampla gama de edificações. Entre 1976 e 1990, o primeiro conjunto de documentos técnicos foi produzido e foi estabelecida a designação *European Committee for Standardization* (CEN).

Em 1974, o JCSS propôs um primeiro modelo de código³⁷ usando um modelo semi-probabilístico para a verificação da segurança. Este trabalho gerou uma proposta de norma comentada, publicada em 1981³⁸, que contou com 32 membros participantes, sendo oito do Reino Unido; sete da Alemanha; quatro da Suíça; um da França, um da Espanha e um da Bélgica; e um de cada de quatro outros países. A Escandinávia não foi representada.

Em 1981 foram propostas 4 codificações: (a) *Eurocode 1, basis of design*; (b) *Eurocode 2, concrete structures*; (c) *Eurocode 3, steel structures*; e o (d) *Eurocode 4, composite structures of steel and concrete*. A primeira fase do trabalho no âmbito da UE foi concluída pela publicação dos Eurocodes 1 a 4 em inglês, francês e alemão. Em 1983, o comitê propôs à UE a elaboração de Eurocodes para estruturas de madeira e alvenaria, e para fundações. Estes tornaram-se os Eurocodes 5, 6 e 7. Em 1984-85, o Eurocode 8 para estruturas resistentes a terremotos estava sendo preparado.

Johnson (2009) relata que em 1987 os elaboradores do Eurocode foram notificados para finalizar os trabalhos até 1989 (o Eurocode para Ações não havia sido proposto até 1988, tendo sido iniciado em 1990). Em 1992 foi publicado o “Livro Branco da União Europeia” que estabeleceu a data prevista para a conclusão do livre mercado interno em 1992.

As especificações normatizadas, na Europa, foram desenvolvidas em suas versões finais em 8 anos, de 1990 a 1998, partindo das definições de segurança estrutural, ações e solicitações, dimensionamento e detalhamento, verificação geotécnica e dimensionamento de sismos, conforme figura 22.

Os Eurocodes são os códigos de referência para dimensionamento de estruturas na Europa, e são compostos por uma série de 10 Normas Européias (EN 1990 - EN 1999), que fornecem uma abordagem comum para o projeto de edifícios e outras obras de engenharia civil e produtos de construção. Esses códigos apresentam as especificações para a base do projeto estrutural, para as ações em estruturas e

³⁷ JOINT COMMITTEE FOR COMPOSITE STRUCTURES. **Elements de base en vue de la redaction de recommendations internationals de la Commission Mixte AIPC-CEB-CECM-FIP**, June 1974.

³⁸ EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. **Composite Structures**. Construction Press, London, 1981.

para o projeto de estruturas de concreto, aço, aço e concreto misto, madeira, alvenaria e alumínio, incluindo ainda especificações para projetos geotécnicos, sísmicos e estruturas sob incêndio.

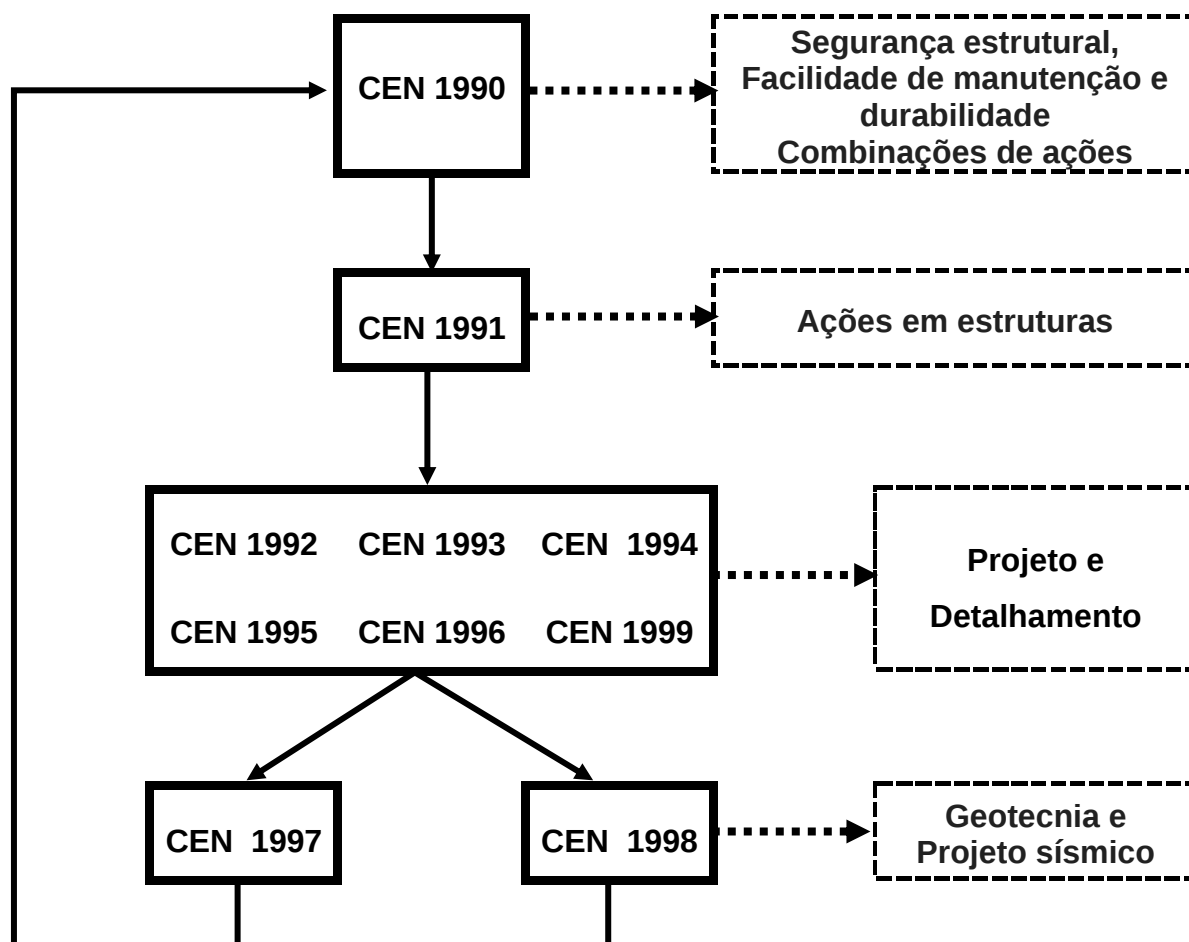


Figura 22 - Elaboração das codificações europeias no CEN
Fonte: O Autor (2021).

O conteúdo das normas são os listados a seguir: i.) EN 1990 Eurocode 0: Bases de dimensionamento estrutural; ii.) EN 1991 Eurocode 1: Ações nas estruturas; iii.) EN 1992 Eurocode 2: Projeto de estruturas de concreto; iv.) EN 1993 Eurocode 3: Projeto de estruturas de aço; v.) EN 1994 Eurocode 4: Projeto de estruturas compostas por aço e concreto; vi.) EN 1995 Eurocode 5: Projeto de estruturas de madeira; vii.) EN 1996 Eurocode 6: Projeto de estruturas em alvenaria; viii.) EN 1997 Eurocode 7: Projeto geotécnico; ix.) EN 1998 Eurocode 8: Projeto de estruturas sísmo resistentes; e x.) EN 1999 Eurocode 9: Projeto de estruturas de alumínio. Esse conjunto de normas está esquematizado no quadro 17. Estas normas compõem a primeira geração de Eurocodes, e foram consolidadas a partir de 2007, quando as normas nacionais dos

países envolvidos foram retiradas. Com o apoio da União Europeia (UE), os *Eurocodes* foram finalmente adotados por seus estados membros.

Quadro 17 – Codificação e Abordagem dos Eurocodes

Codificação	Abordagem
EN – 00	Bases para Projeto
EN – 01	Ações
EN – 02	Concreto
EN – 03	Aço
EN – 04	Composto – Aço e Concreto
EN – 05	Madeira
EN – 06	Alvenaria
EN – 07	Geotecnia
EN – 08	Terremotos
EN – 09	Alumínio

Fonte: O Autor (2021).

Segundo a *European Commission* (2019), em maio de 2010, imediatamente após a data de retirada das normas nacionais existentes, a Comissão Europeia iniciou o processo de evolução do sistema de Eurocodes, tendo como meta a consolidação e a publicação da segunda geração, prevista para 2022. Essas versões futuras deverão enfatizar ainda mais os aspectos da redução do risco de desastres, tais como: (i) avaliação, reutilização e adaptação de estruturas existentes; (ii) reforço dos requisitos de esbeltez; (iii) adaptação do projeto estrutural às mudanças climáticas; (iv) incorporação de padrões ISO, como formação de gelo atmosférico de estruturas e ações de ondas e correntes em estruturas costeiras.

Não há dúvida de que a Organização Internacional de Padronização (ISO) também teve algum sucesso com seus padrões de materiais, de testes e de produtos, mas seus códigos de projeto fizeram pouco progresso.

Na Europa, nota-se uma clara intenção de fundamentar os Eurocodes com medidas probabilísticas de segurança, a julgar pelo conteúdo do anexo C: “Base para o projeto em coeficientes parciais e análise de confiabilidade” (EUROCODE, 2001).

O Eurocode 1 (EN 1991) definiu valores de coeficientes parciais de segurança associados aos estados limites em edifícios, distinguindo três diferentes tipos de colapso, denominados como casos A, B e C.

O caso A se refere a verificações relativas à perda de equilíbrio estático da estrutura. O caso B se refere a verificações da capacidade resistente dos elementos estruturais para carregamento previamente fixado e, neste caso, os coeficientes parciais para majoração das ações permanentes são 1,00 ou 1,35 e, para ações variáveis, 1,50. O caso C refere-se especificamente a estados limites de colapso das fundações. Esta análise é resumida na tabela 30.

O Eurocode é baseado no conceito de estado limite em conjunto com um método de fator parcial. A norma para dimensionamento de concreto armado é a EN 1992, e como pode ser observado na Figura 22, a mesma deve ser usada em conjunto com a EN 1990 e com a EN 1991.

Tabela 30 - Coeficientes parciais aplicados às ações segundo o Eurocode 1 – 1991

Casos	Ações	Símbolo	Valores dos coeficientes
			Permanentes e Variáveis
Caso A	Ações Permanentes		
	Desfavoráveis	γ_{Gsup}	1,10
	Favoráveis	γ_{Ginf}	0,90
	Ações Variáveis		
	Desfavoráveis	γ_Q	1,50
Caso B	Ações Acidentais	γ_A	
	Ações Permanentes		
	Desfavoráveis	γ_{Gsup}	1,35
	Favoráveis	γ_{Ginf}	1,00
	Ações Variáveis		
Caso C	Desfavoráveis	γ_Q	1,50
	Ações Acidentais	γ_A	
	Ações Permanentes		
	Desfavoráveis	γ_{Gsup}	1,00
	Favoráveis	γ_{Ginf}	1,00
Caso C	Ações Variáveis		
	Desfavoráveis	γ_Q	1,30
	Ações Acidentais	γ_A	

Fonte: Adaptado de Eurocode 1 (1991) e Henriques (1998).

A seguir são apresentados os conteúdos do Eurocode 0 - Bases de dimensionamento estrutural (EN 1990), e do Eurocode 2 - Projeto de estruturas de concreto (EN 1992).

3.4.1 Eurocode 0: Bases de dimensionamento estrutural - EN 1990

A norma EN 1990 estabelece princípios e requisitos para segurança, manutenção e durabilidade das estruturas, descreve a base dos projetos e verificações, e fornece diretrizes para aspectos relacionados à confiabilidade da estrutura.

A primeira versão da norma EN 1990 foi publicada em 2002 e passou por pequenas revisões em 2005 com a adição de uma emenda, e em 2010 com a adição de uma errata. Apesar disso, nada de relevante para o presente estudo foi alterado.

A norma contém os capítulos listados a seguir:

1. Generalidades
2. Requisitos
3. Princípios de estados limites nos projetos
4. Variáveis Básicas
5. Análise estrutural e projeto assistido por testes
6. Verificação pelo método do fator parcial

Anexo A1. Aplicação em edifícios

Anexo A2. Aplicação em pontes

Anexo B. Gestão de confiança estrutural para obras

Anexo C. Base de fator parcial de projeto e análise de confiança

Anexo D. Projeto assistido por testes

O capítulo 1 do EN 1990 é destinado à descrição e a esclarecimento dos termos contidos no código, e o capítulo 2 descreve os requisitos de durabilidade, vida útil e serviço das construções em concreto armado.

Os princípios de estados limites são introduzidos no capítulo 3, onde é descrita a classificação da situação dos projetos, que pode ser permanente, temporária (ou transitória) ou acidental. Situações permanentes de projeto são aquelas relativas a condições normais de uso, as situações temporárias se referem a condições transitórias de uso – por exemplo durante a construção ou reparos - e as situações acidentais são equivalentes a condições excepcionais aplicadas na estrutura. O capítulo ainda descreve as diferenças entre os Estados Limites Últimos e de Serviço.

O capítulo 4 apresenta as ações e as combinações últimas e de serviço. Diretrizes de análise estrutural podem ser obtidas no capítulo 5, enquanto o capítulo 6 traz o método do fator parcial para verificação da estrutura. Os anexos A1 e A2 estabelecem as combinações de projeto das ações para edifícios e pontes, respectivamente. Como o objetivo deste trabalho é dimensionar um elemento estrutural de um edifício, somente o anexo A1 será apresentado.

Os anexos B e C tratam da análise da confiabilidade da estrutura, e foram de grande importância para a definição da metodologia do presente estudo. Por fim, o anexo D traz diretrizes para a realização de testes para obtenção de variáveis a serem utilizadas no dimensionamento.

Diferentemente da norma brasileira, a norma de dimensionamento de estruturas de concreto europeia não estabelece nenhum limite para as dimensões externas das peças estruturais. O método de dimensionamento do Eurocode é relacionado aos estados limites, e se baseia na utilização de modelos estruturais e de ações adequados aos estados limites considerados através do Método dos Coeficientes Parciais.

O Eurocode 0 define que uma solicitação permanente pode ser decorrente de: i) uma ação aplicada à estrutura (ação direta); ii) uma deformação imposta (ação indireta) como por exemplo aquela causada por temperatura ou recalque.

Tal como a normatização brasileira, as ações são classificadas pela sua variação no tempo: i) ações permanentes (G), como por exemplo o peso próprio da estrutura, mobiliário ou equipamentos fixos; ii) ações variáveis (Q), como por exemplo ações causadas pelo uso da edificação, ações devidas ao vento ou carga de neve iii) ações acidentais (A), causadas por explosões ou impacto de veículos. Aqui nota-se uma diferença em relação à norma brasileira NBR 8681: as ações definidas pelo Eurocode 0 como acidentais (A), são definidas como ações Excepcionais (E) pela NBR 8681.

Outra particularidade do Eurocode 0 é considerar as ações também em função de sua mobilidade, ou seja, essa norma classifica como ações fixas aquelas decorrentes do peso próprio, e classifica como ações livres as cargas móveis, as ações devidas ao vento, e as cargas de neve. A protensão é classificada como ação

permanente, mas por razões práticas é tratada separadamente. As ações indiretas podem ser permanentes G_{IND} (tal como recalques de apoio) ou variáveis Q_{IND} (tal como a temperatura). A ação acidental, que é análoga à ação excepcional na norma brasileira, é representada pelo seu valor característico A_k , e geralmente corresponde a um valor previamente especificado.

Para as ações permanentes, dois valores característicos são distinguidos, um valor superior ($G_{k,sup}$) e um valor inferior ($G_{k,inf}$). Para as ações variáveis, o valor característico (Q_k) corresponde ao valor superior com uma probabilidade pretendida de não ser excedido, ou ao valor inferior com uma probabilidade pretendida de não ser alcançado, durante um período de referência, ligado à vida útil pretendida da estrutura ou a duração assumida da situação de projeto.

Para o caso das ações variáveis, os valores representativos das ações também podem ser ajustados por um fator de redução que considera a baixa probabilidade que valores extremos possam ocorrer simultaneamente. Tal como a norma brasileira NBR 8681, no Eurocode 0 são definidos: o fator de combinação ψ_0 aplicados às ações variáveis nas combinações últimas, e os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 utilizados nas combinações de serviço frequentes e quase-permanentes, respectivamente.

3.4.1.1 Método dos Coeficientes Parciais

Para o cálculo das ações e seus efeitos, a norma europeia utiliza o Método dos Coeficientes Parciais, onde as ações são majoradas através de coeficientes, e em seguida é feita uma verificação para assegurar que os estados limites último e de serviço não tenham sido excedidos.

Neste método, para cada caso de carregamento crítico, deve ser determinado o efeito decorrente das ações (E_d), através da combinação das ações que podem ocorrer simultaneamente para os estados limites último e de serviço.

Também deve ser determinado o valor de cálculo da resistência da estrutura R_d , o qual pode ser obtido pelo valor característico de um material ou produto pela Equação 50:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (10)$$

onde R_k é o valor característico de resistência do material e γ_m é o coeficiente parcial relativo à propriedade do material. Com os valores de resistência da estrutura e das ações conhecidos, deve ser feita a verificação expressa pela Equação 51:

$$E_d \leq R_d \quad (51)$$

Tal como a normalização brasileira, o Eurocode traz uma generalização dos coeficientes parciais aplicados às ações a partir de valores básicos, apresentados na tabela 31 e que são, em alguns casos, conservadores. Deve-se verificar a diferenciação na segurança, especialmente para γ_{Gsup} .

Tabela 31 - Valores Básicos dos coeficientes parciais das ações γ_f

Ações	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável
Permanentes γ_G	1,35	1
Protensão γ_P	1,1	1
Variáveis γ_Q	1,5	-

Fonte: Adaptado de EN 1990.

3.4.1.2 Combinações últimas

A Equação 52 descreve o formato geral para se obter o valor de cálculo do efeito das ações permanentes e temporárias no estado limite último, E_d :

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \cdot (\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (52)$$

onde,

E é o efeito das ações;

γ é o coeficiente parcial (de segurança ou de serviço);

γ_{sd} é o coeficiente parcial associado a incerteza da ação e/ou do efeito da ação;

$\gamma_{G,j}$ é o coeficiente parcial para a ação permanente j ;

$G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j ;

γ_p é o coeficiente parcial para ações de protensão;

P é o valor representativo relevante de uma ação de protensão;

$\gamma_{Q,1}$ é o coeficiente parcial das ações variáveis, levando em consideração as incertezas e variações dimensionais da estrutura;

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação principal 1;

$\psi_{0,i}$ é o coeficiente de combinação das ações variáveis;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável i .

Combinações para as situações acidentais de cálculo podem envolver uma ação accidental explícita A, por exemplo um choque, ou se referir a uma situação após um evento accidental ($A = 0$). A menos que seja especificado de outra forma, $\gamma_{GA} = 1$ deve ser usado. Nas expressões apresentadas acima, a protensão deve ser introduzida quando necessário. A equação 53 descreve o formato geral para o cálculo do efeito das ações acidentais de cálculo:

$$E_d = E \cdot \Sigma G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (53)$$

onde,

A_d é o valor de projeto de uma ação accidental;

$\psi_{1,1}$ é o coeficiente para o valor frequente da ação variável 1;

$\psi_{2,1}$ é o coeficiente para o valor quase permanente da ação variável 1;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente para o valor quase permanente da ação variável i.

A escolha entre $\psi_{1,1}$ e $\psi_{2,1}$ deve estar relacionada à situação de projeto accidental mais relevante. Para os edifícios, a combinação das ações de projeto é feita com base no equilíbrio estático, conforme é apresentado na Tabela 32.

Tabela 32 - Combinações últimas de projeto das ações

Situação do Projeto	Ações Permanentes		Primeira ação variável	Ações variáveis	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principal	Outras
Permanente ou temporária	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	--	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,1}$
Acidental	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$

Valores recomendados para γ :

$$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,j,inf} = 1,15$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ quando desfavorável e } 0 \text{ quando favorável}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ quando desfavorável e } 0 \text{ quando favorável}$$

Fonte: EN 1990.

Observa-se que o Eurocode estabelece categorias de carregamentos impostos, sendo as categorias mais simples de A a D. A categoria A corresponde às áreas para atividades domésticas ou residenciais, dormitórios em edifícios

residenciais e residências, quartos e enfermarias em hospitais, quartos em hotéis, cozinhas e banheiros. A categoria B corresponde a áreas de escritório. A categoria C se aplica a áreas onde as pessoas podem se concentrar (com exceção de áreas definidas nas categorias A, B, D e E). A categoria D se aplica a áreas de compras.

As categorias entre E e H são aquelas que apresentam maior complexidade. A categoria E corresponde a áreas propícias à acumulação de mercadorias ou bens, incluindo áreas de acesso. A categoria F corresponde a áreas de tráfego e estacionamento para veículos leves.

A categoria G se aplica a áreas de tráfego e estacionamento para veículos de pesos médios. A categoria H se aplica a telhados. A Tabela 33 exibe os valores recomendados para os coeficientes ψ que modificam as ações variáveis dos edifícios.

Tabela 33 - Valores recomendados do coeficiente ψ

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A: residências	0,7	0,5	0,3
Categoria B: escritório	0,7	0,5	0,3
Categoria C: igrejas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: comércio	0,7	0,7	0,6
Categoria E: armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: tráfego com veículos com menos de 30 KN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: tráfego com veículos com menos de 160 KN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,5	0

Fonte: EN 1990.

3.4.1.3 Combinações de serviço

A norma EN 1990 estabelece que as combinações das ações a serem levadas em consideração devem estar de acordo com os requisitos de serviço e performance da estrutura.

A Equação 54 descreve o formato geral para o cálculo do efeito de ações características:

$$E_d = E \cdot \Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (54)$$

O efeito das ações frequentes pode ser obtido pela Equação 55:

$$E_d = E. \Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1}.Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i}.Q_{k,i} \quad (55)$$

O efeito das ações quase-permanentes pode ser calculado através da Equação 56:

$$E_d = E. \Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i}.Q_{k,i} \quad (56)$$

Para os estados limites de serviço, os coeficientes parciais (γ) para as ações devem ser considerados iguais a 1, exceto se forem especificados de forma diferente na norma EN 1992, que descreve as propriedades do concreto e do aço de forma específica. Os valores de coeficiente γ são apresentados na Tabela 32.

A Tabela 34 apresenta os valores de projeto que devem ser utilizados na combinação das ações de serviço, de acordo com seu tipo.

Tabela 34 - Valores de projeto das ações para as combinações de serviço

Combinação	Ações Permanentes (G_d)		Ações Variáveis (Q_d)	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Principal	Demais
Característica	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Frequente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

Fonte: EN 1990.

3.4.2 Eurocode 2: Projeto de estruturas de concreto - EN 1992

A norma de dimensionamento de concreto europeia, EN 1992, se aplica tanto ao concreto simples quanto ao concreto armado e ao concreto protendido. Este Eurocode utiliza os princípios de segurança estabelecidos no Eurocode de 1990, para definir requisitos de resistência, serviço, durabilidade e resistência a fogo para as estruturas de concreto.

A norma EN 1992 está dividida em quatro partes: a parte 1-1 trata das considerações para o uso de concreto em edifícios, a parte 1-2 engloba regras gerais para projetos estruturais de incêndio, a parte 2 compreende projetos de pontes de concreto, e por fim, a parte 3 consiste em considerações para estruturas de contenção.

Tendo em vista os objetivos deste estudo, apenas a parte 1-1 dessa norma será analisada.

A norma EN 1992 Parte 1-1 teve sua primeira publicação em 2004 e em 2010 e 2014 foram adicionadas uma errata e uma emenda, respectivamente. Assim como descrito para a norma EN 1990, nenhuma dessas mudanças são relevantes para este estudo.

A norma EN 1992 Parte 1-1 está organizada nos seguintes capítulos:

1. Generalidades
2. Bases para o projeto
3. Materiais
4. Durabilidade e cobrimento das armaduras
5. Análise estrutural
6. Estados limites últimos (ELU)
7. Estados limites de serviço (ELS)
8. Disposições construtivas relativas a armaduras para concreto armado e protendido- Generalidades
9. Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares
10. Regras adicionais relativas a elementos e estruturais pré-fabricadas de concreto
11. Estruturas de concreto leve
12. Estruturas de concreto simples ou fracamente armado

Anexo A. Modificação dos coeficientes parciais relativos aos materiais

Anexo B. Deformação por fluência e retração

Anexo C. Propriedades das armaduras

Anexo D. Método de cálculo das perdas de protensão devidas à relaxação

Anexo E. Classes indicativas de resistência para durabilidade

Anexo F. Expressões relativas à armaduras de tração para estados planos de tensão

Anexo G. Interação entre o terreno e a estrutura

Anexo H. Efeitos globais de segunda ordem nas estruturas

Anexo I. Análise de lajes cogumelo (ou chamadas lajes sem vigas) e paredes de contraventamento.

Anexo J. Disposições construtivas relativas a casos particulares.

O capítulo 1 da norma EN 1992 traz as generalidades, as definições e o campo de aplicação da norma, enquanto o capítulo 2 trata das bases de projeto de estruturas

em concreto armado, abordando conceitos gerais de durabilidade e vida útil, confiabilidade, deformações e aspectos geométricos específicos para o concreto e para o aço.

O capítulo 3 discorre sobre os parâmetros do concreto e do aço utilizado para reforço, e o capítulo 4 traz as considerações que devem ser feitas para garantir a durabilidade do concreto.

Os métodos de análise estrutural são discutidos no capítulo 5, enquanto o estado limite último e de serviço são tratados, respectivamente, nos capítulos 6 e 7.

O capítulo 8 da norma trata das regras gerais para o detalhamento das armaduras de concreto armado e das cordoalhas do concreto protendido, e o capítulo 9 traz as regras gerais de dimensionamento dos elementos estruturais.

O capítulo 10 salienta alguns aspectos específicos para o processo construtivo de concreto pré-fabricado, o capítulo 11 traz aspectos para a adoção de concreto leve, e o capítulo 12 indica aspectos para estruturas simples ou fracamente armadas.

A norma traz, ainda, dez anexos informativos com algumas considerações que complementam os tópicos percorridos nos capítulos. No Anexo A, são encontradas recomendações para possíveis reduções nos fatores parciais devido a um controle maior da execução da estrutura, por exemplo.

O Anexo B traz as deduções das fórmulas para o cálculo do coeficiente de fluência e da tensão de retração. As propriedades das armaduras são indicadas no Anexo C, e o Anexo D traz o método de cálculo detalhado das perdas de protensão devidas à relaxação do aço.

O Anexo E traz considerações sobre as classes indicativas de durabilidade da estrutura de acordo com a corrosão das armaduras e com os danos causados ao concreto. No Anexo F, a norma apresenta a dedução das expressões relativas a armaduras de tração para os estados planos de tensão.

O Anexo G traz considerações sobre a interação entre o solo e a estrutura, o Anexo H discute brevemente sobre os efeitos de segunda ordem nas estruturas, e o Anexo I trata da análise de lajes fungiformes e paredes de contraventamento.

Por fim, o Anexo J apresenta algumas regras de detalhamento de armaduras para alguns casos específicos.

3.4.2.1 Considerações sobre o concreto e o aço

As disposições normativas presentes na norma, são aplicáveis para os concretos de peso normal das classes C12/15 a C90/101, e para os concretos leves das classes LC12/13 a LC80/88.

As terminologias na nomenclatura das classes de concreto são referentes à resistência do material. A classe C12/15, por exemplo, indica um concreto com resistência característica de 12 MPa obtida com corpos de prova cilíndricos ou de 15 MPa com corpos de prova cúbicos.

Quanto ao aço, o Eurocode 2 pode ser aplicado a estruturas com armaduras de resistência na faixa de 400 a 600 MPa. As resistências de cálculo do concreto e do aço pela norma europeia podem ser calculadas assim como ocorre na norma brasileira.

A Tabela 35 apresenta os coeficientes parciais da norma europeia para as combinações no estado limite último. Assim como ocorreu nas normas brasileiras a partir da revisão de 2003, o Eurocode estabelece que os coeficientes de ponderação, para o estado limite de serviço, podem ser considerados com valor igual a 1.

Tabela 35. Coeficientes de ponderação para o estado limite último

Situação de projeto	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Persistente ou transitória	1,5	1,15
Acidental	1,2	1,0

Fonte: EN 1992.

3.4.3 Comparação com a norma brasileira

Diante da apresentação do Eurocode, percebe-se uma certa semelhança com os coeficientes de segurança da NBR 6118 vigente, sendo importante uma comparação entre as normas.

As normas brasileira e europeia separam as categorias de coeficientes de ações variáveis de formas diferentes. Ainda assim, é possível compará-las fazendo uma equivalência entre essas categorias, como mostra a Tabela 36.

Como pode ser observado pela tabela 35, os coeficientes das ações variáveis, em geral, são muito parecidos, chegando a ser iguais em diversos casos. Já para os coeficientes de ponderação, pode-se comparar a combinação normal com a persistente, a especial ou de construção com a transitória, e a excepcional com a acidental, conforme a organização da Tabela 37.

Tabela 36 - Coeficiente das ações variáveis em edifícios

Ações	Ψ_0		Ψ_1		Ψ_2	
	NBR 6118:2014	Eurocode	NBR 6118:2014	Eurocode	NBR 6118:2014	Eurocode
Residências	0,5	0,7	0,4	0,5	0,3	0,3
Escritórios	0,7	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
Vento	0,6	0,6	0,3	0,2	0	0
Temperatura	0,6	0,6	0,5	0,5	0,3	0

Fonte: NBR 6118 -2014 e EN 1990.

Como mostra a tabela 37, os coeficientes para o aço não mudam, enquanto os coeficientes para o concreto apresentam pequenas diferenças nas combinações normal/persistente e especiais ou de construção/ transitória, de forma que o Eurocode tende a ser mais conservador. Já para a combinação excepcional/acidental, os coeficientes de ponderação são os mesmos em ambas as normas.

Tabela 37 - Comparação entre os coeficientes de ponderação

NBR 6118:2014			Eurocode		
Combinação	Concreto	Aço	Combinação	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s		γ_c	γ_s
Normal	1,4	1,15	Persistente	1,5	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15	Transitória	1,5	1,15
Excepcional	1,2	1	Acidental	1,2	1

Fonte: NBR 6118-2014 e EN 1992.

A Diante do exposto, pode-se observar que a utilização de concretos cada vez mais resistentes aumentou. Em relação aos coeficientes de ponderação no concreto, observa-se uma tendência de redução a partir de 1978. Essa tendência acompanha a evolução dos métodos de cálculo adotados, iniciando com o Método das Tensões

Admissíveis, substituído na década de 60 pelo Método do Cálculo na Ruptura, substituído por sua vez pelo Método dos Estados Limites na década de 80. Essa sequência é apresentada pelos gráficos da figura 23.

Tabela 38 traz um resumo das alterações que a norma brasileira passou de 1940 a 2014, além da comparação com a última versão do Eurocode. Observa-se uma semelhança entre a última versão da norma brasileira e a norma europeia.

Diante do exposto, pode-se observar que a utilização de concretos cada vez mais resistentes aumentou. Em relação aos coeficientes de ponderação no concreto, observa-se uma tendência de redução a partir de 1978. Essa tendência acompanha a evolução dos métodos de cálculo adotados, iniciando com o Método das Tensões Admissíveis, substituído na década de 60 pelo Método do Cálculo na Ruptura, substituído por sua vez pelo Método dos Estados Limites na década de 80. Essa sequência é apresentada pelos gráficos da figura 23.

Tabela 38 – Resumo das revisões da NBR 6118 de 1940 a 2014 e do Eurocode.

Quesito	Revisão				
	NB-1	NB-1	NBR 6118	NBR 6118	Eurocode
	1940	1960	1978/1980	2003/2007/2014	2014
Método de dimensionamento	Tensão Admissível	Tensão Admissível	Estados Limites	Estados Limites	Estados Limites
f_{ck} mínimo [MPa]	4,5	$3/5 \sigma_{R,28}$	9	20	20
f_{yk} CA-50 [MPa]	180	180	180	500	500

Fonte: O Autor (2021).

Outros trabalhos de referência que podem ser consultados são as publicações de Beck (2019) e de Souza Junior (2008). Nesses trabalhos, é apresentada uma calibração baseada na confiabilidade de fatores parciais de segurança para a norma brasileira de ações e segurança das estruturas (NBR 6118), com foco em peças de aço estrutural. Os estudos comparam as normas brasileira e europeia em termos da capacidade de produzir confiabilidade uniforme para diferentes situações, concluindo que ambas possuem semelhanças gerais.

Em Lopes *et al* (2015), faz-se uma comparação das quantidades de aço utilizadas em uma base para um reservatório de água residencial estabelecidas pela norma brasileira (NBR 6118/2014) e pela norma europeia (EN 1992) de

dimensionamento de concreto armado. No estudo, dimensionam-se as vigas do reservatório quanto à flexão e ao cisalhamento. Como os valores de carregamento ponderados pelos coeficientes das normas estudadas são semelhantes, encontram-se armaduras necessárias muito próximas. No entanto, para o cisalhamento, as áreas de aço encontradas pela NBR 6118/2014 são muito maiores do que as mínimas indicadas pelo Eurocode 2.

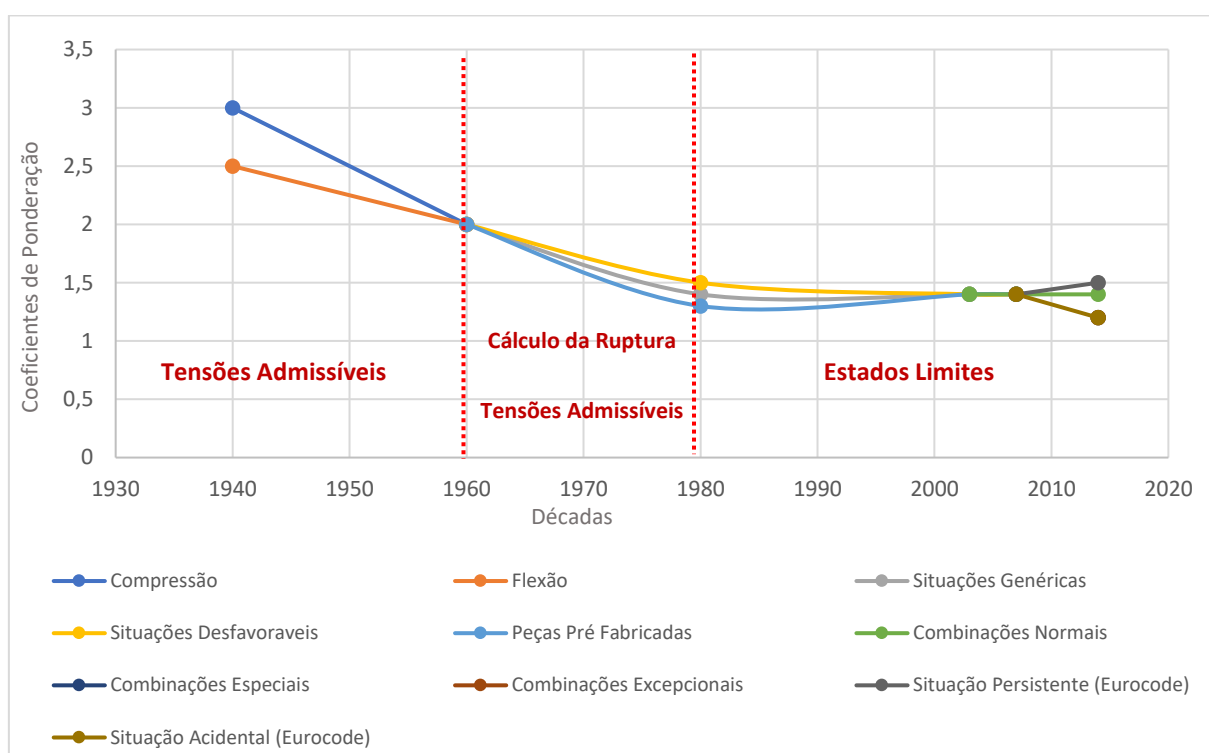


Figura 23 – Evolução dos coeficientes de ponderação da resistência do concreto e comparação da norma brasileira com a europeia.

Fonte: O Autor (2021).

4 PARTE C: ANÁLISE DE CAUSA EFEITO DA INTRODUÇÃO DA TEORIA DA CONFIABILIDADE NOS DOCUMENTOS NORMATIVOS

Para a quantificação da segurança, ao longo do tempo, foram desenvolvidos e aperfeiçoados diversos métodos com base em teorias e modelos matemáticos. Na antiguidade foi aplicado o que poderia ser chamando de método indutivo, que foi ganhando força, se difundindo e sendo aprimorado a partir das teorias desenvolvidas. De 200 a.C ao século XVI, os construtores valiam-se das teorias de Arquimedes, e ainda são mencionadas contribuições de Tales de Mileto (~600 a.C), Pitágoras (~500 a.C) e Euclides (~300 a.C).

Quando a Europa começou a emergir de sua Idade das Trevas, os textos helênicos sobre geometria encontrados em bibliotecas islâmicas foram traduzidos do árabe para o latim, e o tratamento renascentista permitiu o desenvolvimento de teorias apresentadas por Leonardo da Vinci, Galileu, Mariotte e Hooke. Salienta-se também a contribuição de Newton no campo da análise matemática.

A rápida urbanização e a revolução industrial, que foram se desenvolvendo nos séculos XVIII e XIX proporcionaram um importante cenário para Bernoulli e Euler, e culminou no fim do processo indutivo, criando as bases teóricas para o método das tensões admissíveis e para as contribuições de Brunel no cálculo na ruptura no final da primeira metade do século XIX. Já em 1862, o Manual de Engenharia Civil de Rankine recomendava valores de fatores de segurança para materiais perfeitos.

Estes avanços teóricos relevantes para a determinação da segurança estrutural ocorreram de acordo com a seguinte ordem cronológica:

- i. **Método Intuitivo – Construir com base na intuição, pura ou condicionada por sucessos anteriores:** preocupa-se tão somente em obter construções seguras, não havendo preocupação ou mesmo condições de quantificar a segurança. As contribuições destacam-se:
 - a. Arquimedes (~200 a.C) - estática, centros de gravidade, e equilíbrio dos corpos sólidos.
 - b. Leonardo da Vinci (~1500) - ensaios de tração em fio metálicos, elementos fletidos.

- c. Galileu Galilei (~1600) - “Resistência absoluta à fratura”, análise da tração em vigas fletidas, barras em balanço.
- d. Edmé Mariotte (~1660) - Análise de tensões na flexão em barras em balanço, corrigindo as análises de Galileu.
- e. Robert Hooke (~1678) - “*Potentia Restitutiva*” propriedades elásticas dos materiais, deflexão em vigas fletidas associada a deformação longitudinal.
- f. Isaac Newton (~1680) - “*Mathematical Principles of Natural Philosophy*”, Fundamentos da Mecânica clássica e equilíbrio dos corpos.
- g. Jacob Bernoulli (~1700) - Equação de curvatura de barras fletidas.
- h. Leonhard Euler (~1750) - Comportamento não linear da variação da força de compressão resistente com o comprimento da barra (Flambagem de Euler).
- i. John Argyris (1940) - Método dos Elementos Finitos.

ii. **Método do coeficiente de segurança interno – com base nas teorias dos séculos XVII, XVIII e XIX:** esse método impõe que as maiores tensões que aparecem por ocasião da utilização da estrutura não ultrapassem os valores correspondentes de tensões de ruptura σ_R ou de escoamento σ_e dos materiais, divididos por γ_i , no caso maior que a unidade, do qual é possível destacar:

- conhecido também como o Método das Tensões Admissíveis - *Allowable Stress Design*, ASD, segundo o AISC. Evoluiu na aplicação da teoria da elasticidade, cujo início se deu na segunda metade do século XIX, quando se começou a ter o controle do cálculo estrutural na prática. Serviu de base às normas de dimensionamento até meados da década de 1980 e atualmente ainda pode ser aceito como método alternativo em algumas normas.

- iii. **Método do coeficiente de segurança externo – com base nas análise de Brunel em 1849** : a partir de problemas de plastificação, dano e fratura em materiais frágeis, Brunel e Robert Stephenson sugerem que a um dado carregamento seja aplicado um coeficiente de segurança externo representado por γ_e , que pode produzir a ruptura ou colapso da estrutura.
- iv. **Método dos Estados Limites – Introdução à análise probabilística *Load and Resistance Factors Design – LRFD***: em 1978, Bruce Ellingwood liderou o desenvolvimento de um novo formato para as normas americanas, baseado no método dos estados limites. Ellingwood considerou que a falha estrutural ocorreria quando ultrapassada uma condição limite, escrita em termos das variáveis resistência R e solicitação S . Entretanto, existem apontamentos relatando que o método teria sido inicialmente chamado de *Limit State Design – LSD*, teria sido desenvolvido na URSS em pesquisa conduzida pelo Professor N.S. Streletski, e teria sido introduzido nos regulamentos de construção da URSS em 1955.

Freudenthal (1947) deu início à utilização de teorias probabilísticas para a avaliação da segurança estrutural, a partir da integração da região formada pela sobreposição das distribuições de probabilidade das variáveis analisadas. Cornell (1969) definiu o índice de confiabilidade estabelecendo que esse índice corresponderia à razão entre a média e o desvio-padrão da função estado limite. Cornell também consolidou as bases do método de primeira ordem e segundo momento (FOSM).

Foi criado, em 1971, o *Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*, comitê formado por vários profissionais de países da Europa, com objetivo de coordenar e harmonizar as atividades pré-normativas, desenvolvendo pesquisas na área de confiabilidade.

Hasofer e Lind (1974) criaram o conceito invariante do índice de confiabilidade. O índice foi definido como a menor distância entre a média das variáveis aleatórias, envolvidas nos problemas, e a superfície de falha em um espaço normal padrão.

MacGregor (1976) propôs um procedimento que considera a média e o coeficiente de variação para o cálculo do índice de confiabilidade e, a partir dele, estipulou que se calibrassem os coeficientes de majoração e minoração. E, por fim, Rackwitz e Fiessler (1978) propuseram que as distribuições fossem transformadas em distribuições normais, simplificando o cálculo do índice de confiabilidade.

A partir das inserções das distribuições estatísticas é introduzido o FORM, proporcionando a primeira geração de modelos semi-probabilísticos. Em 1978, Galambos e Ellingwood lideraram o desenvolvimento de um novo formato para as normas americanas, baseado no método dos estados limites, processo no qual considerou que a falha estrutural ocorreria quando ultrapassada uma condição limite. Apontam que estados limites significam aquelas condições em que uma estrutura deixa de satisfazer as funções a que se destina.

No Brasil, Fusco no final da década de 70, apresentou no Brasil o conceito de probabilidade de ruína das estruturas, no qual se destacam a aleatoriedade das ações e da capacidade resistente da estrutura e a associação das ações com a resistência, gerando a probabilidade de ruína.

E com um esforço conjunto Ellingwood, Galambos, MacGregor e Cornell publicaram o documento *Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A.58*³⁹ em 1980, parametrizando os coeficientes de ponderação das ações e das resistências nos Estados Unidos.

Entre 1979 e 1982 Galambos e Ellingwood estabeleceram processos estatísticos para determinação dos coeficientes parciais e publicaram o artigo *Probabilistic based criteria for structural design, Structural Safety*⁴⁰. Utilizando o método FOSM, a partir de distribuições estatísticas e atribuindo índices de confiabilidade alvo entre 2,5 e 3,0, determinaram alguns coeficientes parciais como o valor de 1,4 para ações permanentes.

³⁹ . Ellingwood, T.V. Galambos, J.t.L MacGregor and C.A Cornell. **Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58**. National Bureau of Standards .Special Publication No. 577. Washington. DC, 1980.

⁴⁰ Bruce Ellingwood, Theodore V. Galambos, **Probability-based criteria for structural design, Structural Safety**, Volume 1, Issue 1, 1982, Pages 15-26,

Durante os anos 80, a filosofia geral dos estados limites últimos ganhou aceitação, culminando na elaboração, em 1986, da especificação AISC *Load and Resistance Factor Design Specification* para o projeto de estruturas em aço.

Por outro lado, do ponto de vista normativo em 1910, o ACI publicou o primeiro código de construção o *Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete*. Em 1956, foi adotado o dimensionamento por meio do Método das Tensões Admissíveis e, em 1971, foi inserida a abordagem do Método dos Estados Limites. Esse documento foi aprimorado até se transformar na norma *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318) e foi aplicado em diversos outros documentos como: *Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures* (ANSI A58.1-1972) da American National Standards Institute (ANSI) em 1972; *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318-77) em 1977; *Building Code Requirements for Concrete Masonry Structures* (ACI 531) em 1979.

Na publicação em 1972 do 6º Congresso da *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP) já se admitia que a distribuição das variáveis de um determinado fenômeno poderia ser apresentada a partir de uma distribuição de Gauss fixando-se o quantil de 5% como o valor convencional para definição dos valores característicos.

Na Europa a partir da década de 1950 se iniciou o movimento para criação de uma norma comum a união europeia. Em 1971, foi designado o Comitê de Estruturas Compostas – *Joint Committee on Composite Structures* (JCCS). Entre 1971 e 1981, foram propostas 4 codificações, e entre 1981 e 2001 o Eurocode se tornou o código de referência para o dimensionamento de estruturas na Europa, sendo composto por uma série de 10 Normas Europeias EN 1990 - EN 1999, que forneceram uma abordagem comum para o projeto de edifícios e outras obras de engenharia civil e produtos de construção.

No Brasil, o primeiro regulamento foi publicado em 1931 na revista Cimento Armado. Nesse regulamento, o coeficiente de segurança foi introduzido de maneira determinística e se aplicava à resistência de cada material, concreto e aço. A norma NB-1 foi aprovada na 3ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios em 1940.

O pioneirismo das normas brasileiras se evidenciou com a versão da NB-1-60 que, além de adotar definitivamente como método principal o cálculo na ruptura para todas as solicitações, introduziu, antes mesmo do CEB, o conceito de resistência característica adotando uma distribuição de Gauss, e fixando o quantil de 5% como o valor convencional para definição dos valores característicos.

Em 1978, a NB-1 foi revisada ganhando nova versão e, em 1980 foi registrada no Inmetro, passando a se denominar NBR 6118. Essa norma, de forma precursora, introduziu o critério de segurança lastreado pelo método dos estados limites. Em 2003, a NBR 6118 apresentou e consolidou os fatores de combinação e redução das ações e, em 2014 passou a ter status de padrão internacional. O quadro 18 apresenta uma escala do desenvolvimento histórico da confiabilidade e a evolução das normas a partir da segunda metade do século XX.

Quadro 18 – Desenvolvimento Histórico da segurança das estruturas x normas

Ano(s):	Evento
1940	Publicação no Brasil da NB-1 usando o método das tensões admissíveis.
1947	Freudenthal – <i>The Analysis of Structural Safety</i> .
1951	ACI publica o <i>Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete</i> usando o Método das tensões admissíveis.
1950-60	Desenvolvimentos teóricos da probabilidade e estatística. Primeiras noções e discussões de que os coeficientes de segurança deveriam ser determinados com base na teoria de probabilidades.
1960	Revisão no Brasil da NB -1 adotando também o cálculo na ruptura e o conceito de resistência característica.
1963	Comitê de normas da ACI percebe a necessidade de tratar incertezas em ações e resistências separadamente.
1969	Convergência de interesses entre a comunidade científica, buscando aplicações para a confiabilidade estrutural, e os comitês normativos buscando formas mais racionais de gestão de risco em normas técnicas. Noção do índice de confiabilidade. Separação das incertezas em incerteza física e incerteza de modelo. AISC e AISI iniciam projeto conjunto para desenvolver uma norma semi-probabilística baseada nos conceitos do método de primeira ordem e segundo momento (FOSM) dando origem ao primeiro esboço do LRFD.

continua.

continuação.

- 1970 Desenvolvimento de modelos probabilísticos de ações e de combinação de ações motivados diretamente para aplicação em normas técnicas. Benjamin e Cornell - *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineer*.
- 1971 Criação da *Joint Committee on Composite Structures* (JCCS), e o ACI 318 passa a adotar a abordagem do Método dos Estados Limites (LRFD). 6º Congresso da *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP) admite o comportamento probabilístico das variáveis e estabelece o quantil de 5% como convencional para definição dos valores característicos.
- 1972 ANSI A58 *Load Standard* provê mapas de contorno para ações extremas de vento e neve em função do período médio de retorno.
- 1975 Criado o *European Committee for Standardization* (CEN). Esta comissão estabelece um programa com o objetivo de eliminar dificuldades de incompatibilidade técnica na Europa e propiciar a unificação das normas técnicas entre os estados membros, dando origem aos trabalhos de elaboração dos Eurocodes.
- 1977 Fusco – Estruturas de Concreto: Fundamentos estatísticos da segurança nas estruturas.
- 1978-79 Consolida-se o FOSM com a incorporação das distribuições estatísticas permitindo a introdução do conceito em normas técnicas. As ferramentas matemáticas estão consolidadas gerando a primeira geração de normas semi probabilísticas. Tendência para projeto baseado nos estados limites já é sedimentada no corpo técnico. Identificadas as vantagens de se ter um conjunto único de especificações de ações para qualquer material estrutural.
- 1978 Base técnica desenvolvida e publicada para o formato LRFD apresentando os estados limites em uma série de publicações.
- 1979 Avanços em análise de primeira ordem, modelos estocásticos de ações, estatísticas de ações e otimização permitem a determinação do primeiro conjunto de coeficientes parciais de segurança determinados probabilisticamente. Estes coeficientes são adotados na norma ANSI A58.1 de 1982 e posteriormente na norma ASCE 7-1988.
- 1980 No Brasil a NB-1 foi revisada, ganhando nova versão e passando a ser conhecida como NBR 6118. Nesta nova versão, os conceitos de estados limites são incorporados.

continua.

continuação.

- 1981 Surgem os primeiros documentos da primeira geração dos Eurocodes.
- 1982 Ellingwood e Galambos publicam o *Probabilistic based criteria for structural design, Structural Safety*.
- 1984 Estados limites são incorporados na primeira versão da NBR 862.
- 1985 A NBR 862 passa a ser chamada de NBR 8681.
- 1986 AISC Load and Resistance Factor Design Specification.
- 1998 Surge a ISO 2394: *General principles on reliability for structures*. Primeira norma a estabelecer a equivalência entre projeto por estados limites e projeto baseado em confiabilidade, estabelecendo índices de confiabilidade alvo para diferentes tipos de construção.
- 2001 Primeira geração dos Eurocodes completos e a versão final do Eurocode: EN-1990: *Basis of Structural Design*, apresentando o projeto de norma probabilística do *Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*.
- 2003 A NBR 6118 passa por uma atualização inserindo conceitos de carregamento, valores representativos e valores reduzidos de combinação para as ações. Atualização da NBR 8681 sem registro de calibração baseada em confiabilidade.
- 2003-04 A NBR 8681 é atualizada e uniformizada com a NBR 6118.
- 2008 A NBR 6118 passa a ser admitida com padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71.
- 2014 Revisão da NBR 6118 sem calibração dos coeficientes baseada em confiabilidade.

Fonte: O Autor (2021).

Apesar de a normatização brasileira para a verificação da segurança nas estruturas realizar combinações de ações semelhantes às normas europeias, nas normas europeias os conceitos de confiabilidade estão mais consolidados (Oliveira, 2013). A comparação entre os índices de confiabilidade calculados e os índices indicados pelas normas europeias EN-1990 e EN-1992 é de grande importância para a análise da evolução das normas brasileiras de concreto armado. Por exemplo, o Eurocode: 1990 recomenda índices de confiabilidade alvo para diferentes classes de consequência que variam de 3,3 a 5,2.

No presente trabalho, apresenta-se uma comparação entre as normas estudadas, com destaque para a evolução dos critérios de segurança codificados, e para o estudo analítico da evolução dos índices de confiabilidade. Por meio do procedimento elaborado, são estabelecidos os índices de confiabilidade em um elemento de concreto armado submetido à flexão, e os valores calculados são comparados aos valores especificados pelas normas europeias de dimensionamento de estruturas e pelas normas brasileiras de concreto armado. Este procedimento, mostrado de forma simplificada na figura 24, é aplicado ao estudo de caso desenvolvido no Capítulo 5.

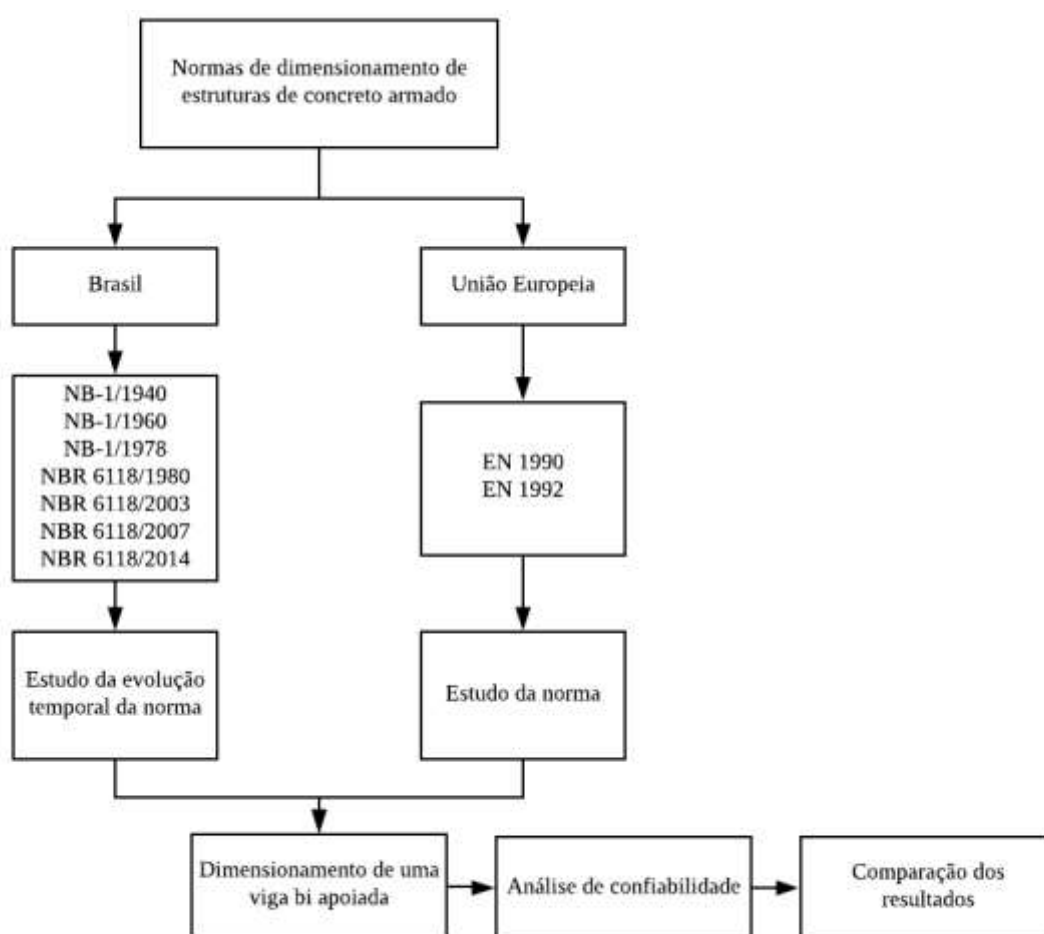


Figura 24 – Procedimento para comparação dos índices de confiabilidade obtidos por normas brasileiras e normas europeias.

Fonte: O Autor (2021).

5 PARTE D: ESTUDO DE CASO

Para a avaliação probabilística proposta neste trabalho, fundamentalmente requerem-se dados que representem, separadamente, as resistências e as solicitações. Para essa avaliação, adotou-se um roteiro experimental, conforme figura 25.



Figura 25 – Roteiro Experimental adotado
Fonte: O Autor (2021).

Passo 1: adotou-se um único tipo de cimento CP II E – 32, areia natural, com um único tipo de aditivo plastificante composto por policarboxilato, abatimento de 140 mm e Classe de Agressividade II, conforme NBR 6118-2014, que define a relação água cimento $\leq 0,60$ e a resistência à compressão mínima ≥ 25 MPa.

O traço para a produção dos corpos de prova e para as vigas foi obtido através de um estudo realizado pela ABCP, utilizando o método ACI. Adotou-se o seguinte traço: (1: 1,42: 3,1: 0,52).

Passo 2: a confecção dos corpos de prova foi feita de acordo com a norma NBR 5738/2016 e as medidas adotadas para os corpos de prova cilíndricos foram 200 mm de altura por 100 mm de diâmetro, sendo mantida a relação altura/diâmetro. O preenchimento de concreto foi realizado em 2 camadas de adensamento, sendo que cada camada sofreu 12 golpes com uma haste metálica com a extremidade semiesférica. Foram produzidos 32 corpos de prova (1 para cada betonada).

A cura dos corpos de prova foi realizada em câmara úmida no laboratório de materiais de construção civil da Fundação Educacional Inaciana (FEI), em São Bernardo do Campo, com o controle de temperatura de 23°C e umidade relativa de

90%, até a idade de 28 dias para a realização dos ensaios mecânicos. Os corpos de prova podem ser visualizados na figura 26.



Figura 26 – Detalhe dos testemunhos de concreto obtidos
Fonte: O Autor (2021).

Passo 3: foi realizada a moldagem de sessenta e quatro vigas de concreto armado. No primeiro lote, 32 vigas foram adensadas manualmente, e no segundo lote, 32 vigas foram adensadas com vibrador de imersão. A elaboração das vigas teve como finalidade avaliar momentos resistentes aos 28 dias. As vigas possuem as dimensões de (100x15x10) cm, com cobrimento de 2 (cm) e armadura longitudinal composta de duas barras de aço com diâmetro de 0,63 mm. Armaduras transversais (estribos) foram inseridas para garantir que o colapso ocorresse por flexão simples. O detalhamento das armaduras é apresentado na figura 27.

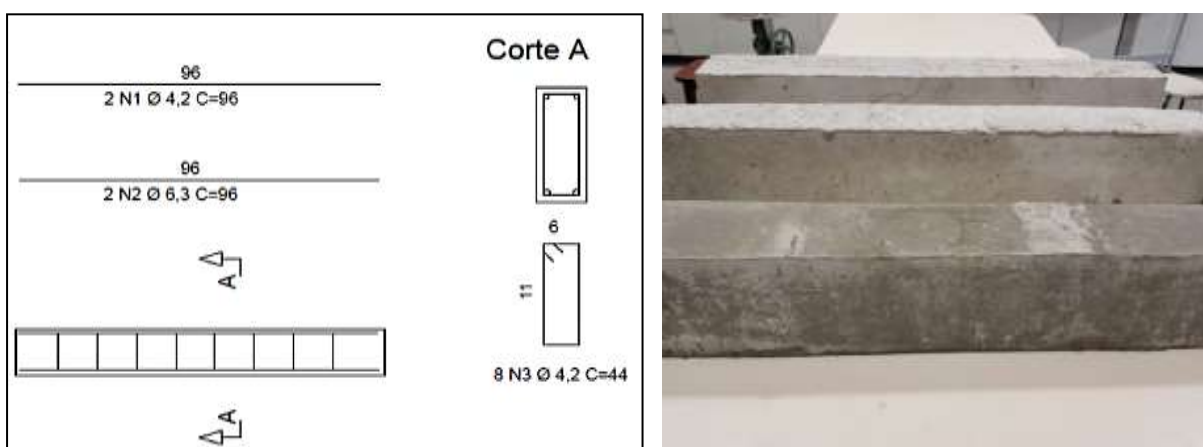


Figura 27 – Detalhamento da armadura e das vigas
Fonte: O Autor (2021).

Os 32 corpos de provas foram preparados e curados sob as mesmas condições e de acordo com o que estabelece a NBR 5738/2016, assim como ensaiados à compressão de acordo com a NBR 5739/2018, conforme figura 28.



Figura 28 – Corpos de prova de concreto ensaiados à compressão simples
Fonte: O Autor (2021).

As 32 vigas, de cada tipo, foram ensaiadas à flexão simples a partir dos ensaios da norma técnica ASTM D790:2017, após 28 dias da confecção. Fusco (1977, p. 25) aponta que o número mínimo usual das grandes amostras é de 32 peças. Essa condição é estabelecida para que, com 95% de probabilidade, o erro relativo da estimativa do desvio-padrão não supere 25%.

Dos ensaios dos corpos de prova cilíndricos foi obtida a resistência à compressão do concreto. No ensaio das vigas, foi estabelecida a carga de ruptura, posteriormente associada ao momento de ruptura da viga.

Para o estudo experimental proposto, a viga foi analisada como uma viga bi apoiada submetida a uma força concentrada no centro do vão, conforme Figura 27. O momento solicitante máximo é dado pela equação 57:

$$M_s = \frac{P \cdot L}{4} \quad (57)$$

em que,

M_s é o momento solicitante;

P é a força aplicada;

L é o vão entre os apoios.

A altura da viga é igual a 15 (cm), o cobrimento é de 2 (cm) e o diâmetro das barras de aço é de 0,63 (mm). Para o cálculo da altura d (posição da face superior da viga até o centro das barras de aço), foi utilizada a equação 58:

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 12,68 \text{ cm} \quad (58)$$

em que,

h é a altura da viga;

c é o cobrimento adotado;

$\emptyset$ é o diâmetro da barra de aço.

O dimensionamento das peças de concreto armado é realizado no Estádio III, considerando-se a fase final de ruptura do concreto conforme a Figura 29, quando tanto a face comprimida como a parte tracionada da peça são plastificadas.

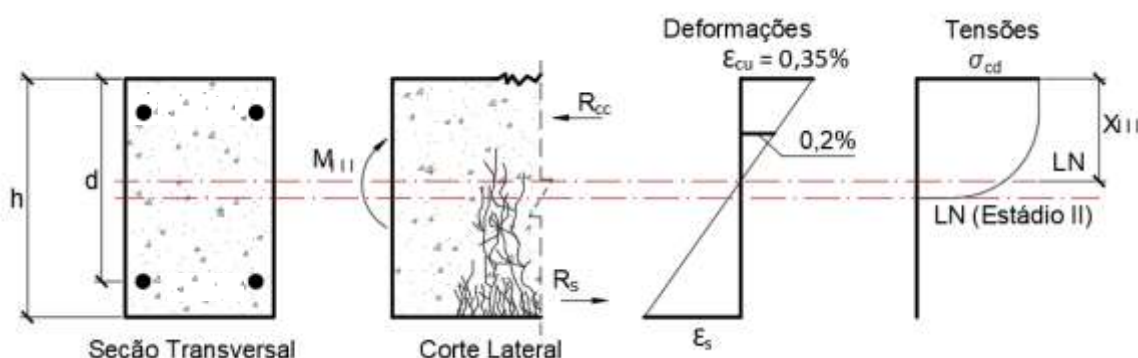


Figura 29 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)

Fonte: Adaptado de Bastos (2015).

Nesta fase, a ruptura ocorre por compressão com desagregação do concreto. Em seções transversais adequadamente dimensionadas, a ruptura é precedida por deformações que permitem detectar a iminência de sua ocorrência. A ruptura é dútil ou seja, com aviso.

Em função da dificuldade de integração do diagrama parabólico de tensões resistentes de compressão no concreto, para efeito de cálculo é admitido que se considere um diagrama retangular equivalente, conforme apresentado na figura 30 e na figura 31.

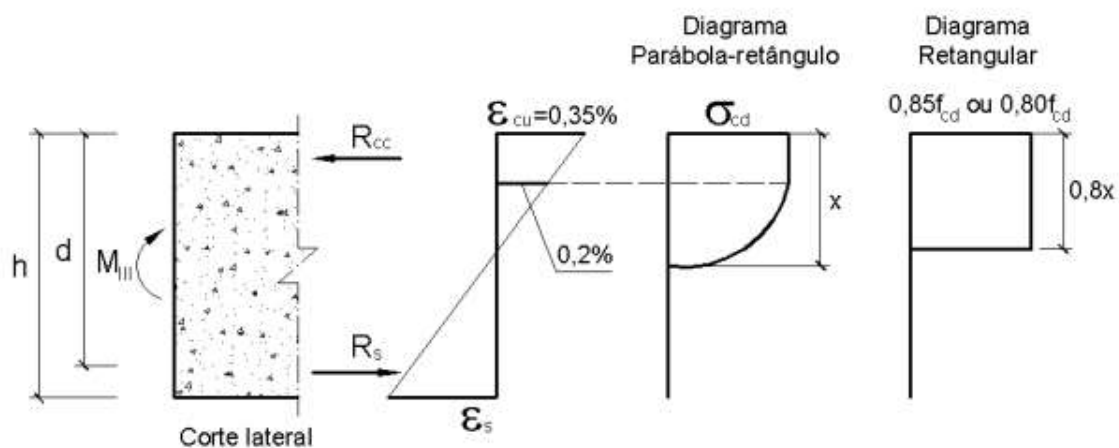


Figura 30 - Diagrama retangular equivalente
Fonte: Adaptado de Bastos (2015).



Figura 31 – Ruptura das vigas à flexão
Fonte: O Autor (2021).

Este trabalho analisou apenas a flexão simples, tomando como base para a análise o momento resistente da seção transversal (M_u). Foi desprezada a colaboração à tração do concreto e a capacidade resistente à compressão do concreto foi assumida como sendo 85% de f_{cd} ($0,85f_{cd}$). Foi considerado o diagrama retangular com altura do retângulo igual a $0,8x$.

A primeira equação de equilíbrio leva em consideração o equilíbrio das forças, de acordo com as equações 59 a 62:

$$R_{cd} - R_{sd} = 0 \quad (59)$$

$$0,85f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - A_s \cdot f_{cd} = 0 \quad (60)$$

$$0,68f_{cd} \cdot b \cdot \frac{d}{d} - A_s \cdot f_{yd} = 0 \quad (61)$$

$$0,68f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{x}{d} - A_s \cdot f_{yd} = 0 \quad (62)$$

A relação x/d é denominada por βx :

$$\beta x = \frac{x}{d} \quad (63)$$

Substituindo a eq. 63 na eq. 62, a primeira equação de equilíbrio fica representada pela equação 64:

$$0,68f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \beta x - A_s \cdot f_{yd} = 0 \quad (64)$$

A segunda equação de equilíbrio leva em consideração o equilíbrio de momentos, de acordo com as equações 65 a 71:

$$M_u = M_{sd} = R_{cd} \cdot z \quad (65)$$

$$z = d - 0,4x \quad (66)$$

$$M_{sd} = R_{cd} (d - 0,4x) \quad (67)$$

$$M_{sd} = R_{cd} d - 0,4x \cdot R_{cd} \quad (68)$$

$$M_{sd} = R_{cd} d - 0,4 \cdot \beta x \cdot R_{cd} d \quad (69)$$

$$M_{sd} = R_{cd} d (1 - 0,4\beta x) \quad (70)$$

$$M_{sd} = 0,68 b d \beta x f_{cd} d (1 - 0,4\beta x) \quad (71)$$

A segunda equação de equilíbrio de momentos é dada pela equação 72:

$$M_{ud} = 0,68 \cdot d^2 \cdot b \cdot \beta x \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \beta x) \quad (72)$$

A partir da equação 72, é possível obter a posição da linha neutra, βx , em função das demais variáveis, conforme equação 73:

$$\beta x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (73)$$

Substituindo-se a equação 73 na equação 72, é possível delinear a equação 74, com o momento último resistente da seção em função da resistência do concreto, da tensão de escoamento do aço e da seção transversal:

$$M_{sd} = 0,68 \cdot d^2 \cdot b \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 f_{cd} \cdot b \cdot d} \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 f_{cd} \cdot b \cdot d}) \quad (74)$$

Simplificando-se a equação 74, o momento resistente da seção transversal pode ser calculado usando-se a equação 75:

$$M_{sd} = d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{f_{cd} \cdot b} \quad (75)$$

A função estado limite G é apresentada pela equação 76, na qual o momento resistente da seção transversal M_{sd} representa a função de resistências R e o momento solicitante M_s representa a função de solicitações S:

$$G = R - S = M_{sd} - M_s \quad (76)$$

Formalmente, a função estado limite pode ser expressa em função das variáveis probabilísticas do procedimento experimental, ou seja, a resistência do concreto e o momento solicitante, conforme equação 77:

$$G = g(f_{cd}, M_s) = d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{f_{cd} \cdot b} - M_s \quad (77)$$

Após a realização dos ensaios (figura 31), foram agrupados os dados de resistência à compressão dos 32 corpos de prova ensaiados, conforme tabela 39.

Tabela 39 – Resistência a compressão dos corpos de prova f_c

Corpo de Prova Ensaiado a Compressão	f_c (MPa)
CP1	43,89
CP2	35,53
CP3	37,75
CP4	27,97
CP5	30,34
CP6	31,13
CP7	36,63
CP8	31,10
CP9	35,04
CP10	23,99
CP11	30,80
CP12	28,91
CP13	25,89
CP14	34,26
CP15	33,35
CP16	32,35
CP17	26,87
CP18	36,74
CP19	33,63
CP20	31,02
CP21	32,31
CP22	31,17
CP23	25,20
CP24	31,07
CP25	28,88
CP26	28,29
CP27	27,58
CP28	30,08
CP29	24,18
CP30	36,09
CP 31	32,28
CP 32	32,16
Desvio:	4,30
Média:	31,45
CV:	0,14

Fonte: O Autor (2021).

Com a carga de ruptura de cada viga, foram determinados os momentos de ruptura para as vigas com adensamento mecânico e com adensamento manual, conforme Tabela 40.

Tabela 40 – Momentos Solicitantes M_s

Vigas Ensaaiadas a Flexão	Momento Solicitante para Vigas com Adensamento mecânico (kN.m)	Momento Solicitante para Vigas com Adensamento Manual (kN.m)
CP1	0,80876	0,65851
CP2	0,78635	0,73345
CP3	0,78574	0,67967
CP4	0,75406	0,70087
CP5	0,82946	0,73748
CP6	0,78165	0,75754
CP7	0,75753	0,66858
CP8	0,84326	0,76668
CP9	0,77785	0,74191
CP10	0,76274	0,71188
CP11	0,77499	0,70663
CP12	0,75199	0,70571
CP13	0,74070	0,70218
CP14	0,89201	0,71563
CP15	0,85589	0,71680
CP16	0,79995	0,74876
CP17	0,73501	0,77767
CP18	0,75127	0,73394
CP19	0,77986	0,70603
CP20	0,82003	0,74047
CP21	0,73190	0,72224
CP22	0,69049	0,67220
CP23	0,72705	0,75384
CP24	0,80102	0,72735
CP25	0,80342	0,72026
CP26	0,80593	0,73594
CP27	0,78178	0,72547
CP28	0,79481	0,67585
CP29	0,76742	0,70799
CP30	0,82296	0,70866
CP 31	0,78401	0,70863
CP 32	0,77905	0,71915
Desvio:	0,0453	0,02827
Média:	0,78372	0,71837
CV:	0,05172	0,03935

Fonte: O Autor (2021).

Resumidamente, os parâmetros estatísticos do modelo são apresentados na tabela 41.

Tabela 41 – Parâmetros estatísticos para análise da confiabilidade

Variáveis	Média (μ)	Desvio-padrão (σ)	CV
f_c	31,45 MPa	4,30 MPa	0,14
$M_{s-Manual}$	0,71837 KN.m	0,02827 KN.m	0,03935
$M_{s-Mecanico}$	0,78372 KN.m	0,0405 KN.m	0,05172

Fonte: O Autor (2021).

Para se obter o índice de confiabilidade β , o método FOSM é aplicado à função estado limite G utilizando-se a equação 16 apresentada no item 2.2.2.2 do presente trabalho, e reproduzida a seguir:

$$G = g(\mu_x) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - \mu_{xi}) \quad (16)$$

Na análise da viga, a função estado limite G é definida pela equação 77.

Ajustando-se a equação 77 à equação 16, a função $g(\mu_x)$ da equação 16 assume a forma da equação 78:

$$g(\mu_{fcd}, \mu_{M_s}) \approx \left[d \cdot As \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (78)$$

A função estado limite G fica estabelecida pela equação 79:

$$G = g(fcd, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] + (fcd + \mu_{fcd}) \frac{\partial g}{\partial fcd} + (M_s + \mu_{M_s}) \frac{\partial g}{\partial M_s} \quad (79)$$

As derivadas parciais das variáveis envolvidas em função da resistência f_{cd} e do momento solicitante M_s são obtidas pelas equações 80 e 81, respectivamente:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{(fcd)^2 \cdot b} \quad (80)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 \quad (81)$$

Finalmente, o índice de confiabilidade β é obtido pela equação 82:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{Ms}))]^2}} \quad (82)$$

Foram moldadas duas vigas de concreto armado para cada f_c , sendo moldadas portanto sessenta e quatro vigas, das quais um lote de 32 foi adensado manualmente e o outro – de mesma quantidade – foi adensado com vibrador de imersão, com a finalidade de avaliar momentos resistentes aos 28 dias. Para cada viga, foi estabelecida a carga de ruptura da viga à flexão simples, e calculado o respectivo momento de ruptura da seção transversal.

Para a análise de confiabilidade, foram adotadas: a resistência à compressão do concreto ($f_c = f_{cd}$) obtida a partir do ensaio de compressão dos corpos de prova (variável probabilística) e a tensão de escoamento do aço ($f_y = \sigma_{sd}$), tomada como variável determinística, gerando os correspondentes valores do momento resistente último da seção transversal (M_{sd}) para as vigas. Foi desprezada a colaboração da resistência à tração do concreto.

A partir das cargas de ruptura de cada viga, no Estádio III, são determinados os valores dos momentos resistentes para as vigas com adensamento mecânico e com adensamento manual.

Subsequentemente, são inseridos os parâmetros de segurança conforme as especificações de cada norma em cada período, e é avaliada a influência dos coeficientes de segurança nos índices de confiabilidade resultantes, comparando-os com os valores identificados na bibliografia corrente.

5.1 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras

Com a função estado limite formulada e com os parâmetros de resistência e solicitação da estrutura definidos, é possível calcular o índice de confiabilidade da viga bi-apoiada. Inicialmente, verifica-se a confiabilidade a partir dos resultados obtidos experimentalmente, comparando-se os índices obtidos para as vigas adensadas mecanicamente e os índices obtidos para as vigas adensadas manualmente. Em seguida, são calculados os índices de confiabilidade de acordo com coeficientes parciais estabelecidos por cada revisão da NB-1 e NBR 6118 e pelo Eurocode.

5.1.1 Cálculo dos índices de confiabilidade para os valores experimentais

A partir da equação 81 foi determinada a função estado limite, e seus parâmetros foram estabelecidos pelas equações 83 e 84. A equação 85 apresenta o resultado da margem de segurança para as vigas adensadas manualmente (305,58 kN.cm), e a equação 86 apresenta o resultado da margem de segurança para as vigas adensadas mecanicamente (298,58 kN.cm):

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} =$$

$$0,588 \cdot \frac{(2 \times 0,312 \times 50)^2}{(3,14525)^2 \times 10} = 5,786 \text{ cm}^3 \quad (83)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (84)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s - manual} \right]$$

$$= \left[12,68 \times 0,624 \times 50 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50)^2}{3,14525 \times 10} - 0,71837 \times 10^2 \right] \quad (85)$$

$$= 395,615 \text{ kN.cm} - 18,198 \text{ kN.cm} - 71,837 \text{ kN.cm}$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 305,58 \text{ kN.cm}$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s - mecanico} \right]$$

$$= \left[12,68 \times 0,624 \times 50 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 10^2 \right] \quad (86)$$

$$= 395,615 \text{ kN.cm} - 18,198 \text{ kN.cm} - 78,8372 \text{ kN.cm}$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 298,58 \text{ kN.cm}$$

O índice de confiabilidade β com a abordagem do FOSM é calculado pela equação 87 e, para o caso das vigas concretadas com adensamento manual e com

adensamento mecânico, os resultados são obtidos pelas equações 88 e 89, respectivamente:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{Ms}))]^2}} \quad (87)$$

$$\beta_{manual} = \frac{305,58}{\sqrt{[5,786 \text{ cm}^3 \times (0,43)]^2 + [(-1) \times (2,827)]^2}} = \frac{305,58}{3,766} = 81,14 \quad (88)$$

$$\beta_{mecanico} = \frac{298,58 \text{ kgf.cm}}{\sqrt{[5,786 \text{ cm}^3 \times (0,43)]^2 + [(-1) \times (4,05)]^2}} = \frac{298,58}{4,75} = 60,86 \quad (89)$$

5.1.2 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com a inserção dos coeficientes parciais da NB -1-1940

Para a análise comparativa, são adotados apenas os momentos solicitantes decorrentes do adensamento mecânico, por ser o mais comum nas obras brasileiras com controle tecnológico.

Como delineado na Revisão Bibliográfica, o dimensionamento das estruturas de concreto armado na década de 40 levava em consideração o critério de dosagem do concreto empiricamente ou racionalmente.

5.1.2.1 Cálculo para o concreto dosado empiricamente

De acordo com a NB-1-1940, a tensão de ruptura na flexão do concreto dosado empiricamente deveria obedecer a resistência à compressão limitada em $\sigma_{c28} \leq$

45 kgf/cm^2 . Logo, a tensão de ruptura deveria ser menor ou igual a 4,5 MPa. Desta forma, a média de 31,45 MPa não se encaixa neste critério, devendo-se considerar, para efeito de dimensionamento, a tensão admissível igual a 4,5 MPa. A norma de 1940 estabelecia a tensão admissível no aço CA-50 como 180 MPa.

Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 90 a 92:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 36,63 \text{ cm}^3 \quad (90)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (91)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (92)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 18)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 63,71 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para o critério de concreto dosado empiricamente, conforme apresenta a Equação 94:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{f_{cd}}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (93)$$

$$= \frac{63,71}{\sqrt{[36,63 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (94)$$

$$\beta = 3,92$$

5.1.2.2 Cálculo para o concreto dosado racionalmente

Segundo a NB-1- 1940, a tensão de ruptura na flexão do concreto dosado racionalmente deveria respeitar a seguinte condição: $\frac{\sigma_{c28}}{2,5} \leq 75 \text{ kgf/cm}^2$, ou seja, a resistência média de ruptura do concreto aos 28 dias dividida pelo fator de minoração de 2,5 deveria ser menor ou igual a 7,5 MPa. Assim, a média de 31,45 não se encaixa neste critério, devendo-se considerar, para efeito de dimensionamento, a tensão admissível igual a 7,5 MPa.

Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 95 a 97:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 13,19 \text{ cm}^3 \quad (95)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (96)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (97)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 18)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 63,71 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para o critério de concreto dosado racionalmente, conforme apresenta a Equação 99:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{f_{cd}}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (98)$$

$$= \frac{63,71}{\sqrt{[13,19 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (99)$$

$$\beta = 9,14$$

5.1.3 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NB -1-1960

Como delineado na Revisão Bibliográfica, o dimensionamento das estruturas de concreto armado na década de 60 levava em consideração o critério de grau de controle da execução do concreto, de forma que este poderia ser regular, razoável ou rigoroso.

5.1.3.1 Cálculo para o controle de execução regular

De acordo com a NB-1/1960, a tensão de ruptura na flexão do concreto com controle de execução regular é estabelecida pela expressão: $\sigma_R = 3/4 \sigma_{R28}$, isto é, a tensão mínima de ruptura do concreto deveria ser igual a 3/4 da tensão média de ruptura aos 28 dias. Desta forma, aplicando-se o fator de 3/4 à tensão média de ruptura de 31,45 MPa, tem-se que a tensão admissível para efeito de dimensionamento é igual a 9,44 MPa. A norma de 1960 estabelecia a tensão admissível no aço CA-50 igual a 180 MPa.

Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 100 a 102:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{(fcd)^2 \cdot b} = 8,33 \text{ cm}^3 \quad (100)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (101)$$

$$g(fcd, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot fyd - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (102)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 18)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(fcd, M_s) = 63,71 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para o critério de execução regular, conforme apresenta a Equação 104:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{Ms}))]^2}} \quad (103)$$

$$= \frac{63,71}{\sqrt{[8,33 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (104)$$

$$\beta = 11,78$$

5.1.3.2 Cálculo para o controle de execução razoável

De acordo com a NB-1/1960, a tensão de ruptura na flexão do concreto com controle de execução razoável é estabelecida pela expressão: $\sigma_R = 2/3 \sigma_{R28}$, isto é, a tensão mínima de ruptura do concreto deveria ser igual a 2/3 da tensão média de ruptura aos 28 dias. Desta forma, aplicando-se o fator de 2/3 à tensão média de ruptura de 31,45 MPa, tem-se que a tensão admissível para efeito de dimensionamento é igual a 10,48 MPa. A norma de 1960 estabelecia a tensão admissível no aço como 180 MPa.

Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 105 a 107:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_y d)^2}{(fcd)^2 \cdot b} = 6,75 \text{ cm}^3 \quad (105)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (106)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (107)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 18)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 63,71 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para o critério de execução razoável, conforme apresenta a Equação 109:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2]} \quad (108)$$

$$= \frac{63,71}{\sqrt{[6,75 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (109)$$

$$\beta = 12,78$$

5.1.3.3 Cálculo para o controle de execução rigoroso

De acordo com a NB-1/1960, a tensão de ruptura na flexão do concreto com controle de execução rigoroso é estabelecida pela expressão $\sigma_R = 3/5 \sigma_{R28}$, isto é, a tensão mínima de ruptura do concreto deveria ser igual a 3/5 da tensão média de ruptura aos 28 dias. Desta forma, aplicando-se o fator de 3/5 à tensão média de ruptura de 31,45 MPa, tem-se que a tensão admissível para efeito de dimensionamento é igual a 11 MPa. A norma de 1960 estabelecia a tensão admissível no aço como 180 MPa.

Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 110 a 112:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{(fcd)^2 \cdot b} = 6,13 \text{ cm}^3 \quad (110)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (111)$$

$$g(fcd, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot fyd - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (112)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 18)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(fcd, M_s) = 63,71 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para o critério de execução rigoroso, conforme apresenta a Equação 114:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (113)$$

$$= \frac{63,71}{\sqrt{[6,13 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (114)$$

$$\beta = 13,18$$

5.1.4 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NBR 6118 – 1980

Como delineado na Revisão Bibliográfica, as estruturas de concreto armado na década de 80 passaram a ser dimensionadas de acordo com o Método dos Estados Limites. A norma levava em consideração o critério de condição de execução das

peças estruturais, de forma que estas poderiam ser classificadas em desfavorável, geral ou rigorosa, para obras de baixa ou de alta importância.

5.1.4.1 Cálculo para condições de execução desfavoráveis

De acordo com a NBR 6118 - 1980, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) em condições de execução desfavoráveis deveria ser igual a 1,5. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) dependia do grau de importância da obra, de forma que se a obra fosse de alta importância, este deveria ser igual a 1,15, enquanto que, se a obra fosse de baixa importância, o coeficiente deveria ser igual a 1,25. A norma de 1980 estabelecia a resistência ao escoamento do aço CA-50 como 500 MPa.

5.1.4.1.1 Cálculo para obra de alta importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução desfavoráveis para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,5. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 115 a 117:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 16,38 \text{ cm}^3 \quad (115)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (116)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (117)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 256,7648 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para as condições desfavoráveis em obras de alta importância, conforme apresenta a Equação 119:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (118)$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[16,38 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (119)$$

$$\beta = 31,59$$

5.1.4.1.2 Cálculo para obra de baixa importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução desfavoráveis para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,5. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,25. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 120 a 122:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 8,33 \text{ cm}^3 \quad (120)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (121)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (122)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,25)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 230,9667 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para obras em condições desfavoráveis e obras de baixa importância, conforme apresenta a Equação 124:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (1232)$$

$$= \frac{230,9667}{\sqrt{[8,33 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (124)$$

$$\beta = 42,70$$

5.1.4.2 Cálculo para condições de execução gerais

De acordo com a NBR 6118-1980, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) em condições de execução gerais deveria ser igual a 1,4 para obras de alta e baixa importância, e o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deveria ser igual a 1,15 para o obra de alta importância, e igual a 1,25 para o obras de baixa importância.

5.1.4.2.1 Cálculo para obra de alta importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução geral para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,4. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 125 a 126:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(fcd)^2 \cdot b} = 20,61 \text{ cm}^3 \quad (125)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (126)$$

$$\begin{aligned}
 g(f_{cd}, M_s) &\approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \\
 &= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right] \\
 g(f_{cd}, M_s) &= 256,7648 \text{ kN.cm}
 \end{aligned} \tag{127}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para obras de condições gerais de alta importância, conforme apresenta a Equação 129:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \tag{128}$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[20,61 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \tag{129}$$

$$\beta = 26,35$$

5.1.4.2.2 Cálculo para obra de baixa importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução geral para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,5. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,25. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 130 a 132:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 7,26 \text{ cm}^3 \tag{130}$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \tag{131}$$

$$\begin{aligned}
g(f_{cd}, M_s) &\approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \\
&= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,25)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right] \\
g(f_{cd}, M_s) &= 230,9667 \text{ kN.cm}
\end{aligned} \tag{132}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para obras de condições gerais de baixa importância, conforme apresenta a Equação 134:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \tag{133}$$

$$= \frac{230,9667}{\sqrt{[7,26 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \tag{134}$$

$$\beta = 45,15$$

5.1.4.3 Cálculo para condições de execução rigorosa ou favoráveis

De acordo com a NBR 6118/1980, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) em condições de execução favoráveis deveria ser igual a 1,3, seja qual for a importância da obra e o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deveria ser igual a 1,15 para o obra de alta importância e igual a 1,25 para o obras de baixa importância.

5.1.4.3.1 Cálculo para obra de alta importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução favoráveis para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,4. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 135 a 137:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 7,50 \text{ cm}^3 \quad (135)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (136)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (137)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 256,7648 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice e de confiabilidade obras de condições rigorosas de alta importância, conforme apresenta a Equação 139:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (138)$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[7,50 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (139)$$

$$\beta = 49,57$$

5.1.4.3.2 Cálculo para obra de baixa importância

De acordo com a NBR 6118 - 1980, em condições de execução favoráveis para obras de alta importância o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) deveria ser igual a 1,5. Já o coeficiente de minoração do aço (γ_s) para a obra de alta importância deveria ser igual a 1,25. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 140 a 142:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 6,26 \text{ cm}^3 \quad (140)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (141)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (142)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,25)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 230,9667 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para obras de execução rigorosa de baixa importância, conforme apresenta a Equação 144:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (143)$$

$$= \frac{230,9667}{\sqrt{[6,26 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (144)$$

$$\beta = 47,47$$

5.1.5 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da NBR 6118 – 2003 e 2014

Como delineado na Revisão Bibliográfica, a partir de 2003 a norma de dimensionamento de concreto armado brasileira passou a levar em consideração o critério de combinação das ações, de forma que esta poderia ser normal, especial ou de construção, ou ainda excepcional.

5.1.5.1 Cálculo para a combinação última normal

De acordo com a NBR 6118/2014, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) para as combinações últimas normais deve ser igual a 1,4, enquanto o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deve ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 145 a 147:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 8,58 \text{ cm}^3 \quad (145)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (146)$$

$$\begin{aligned} g(f_{cd}, M_s) &\approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \\ &= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right] \\ g(f_{cd}, M_s) &= 256,7648 \text{ kN.cm} \end{aligned} \quad (147)$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para a combinação normal, conforme apresenta a Equação 149:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{f_{cd}}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (148)$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[8,58 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (149)$$

$$\beta = 46,86$$

5.1.5.2 Cálculo para combinação última especial ou de construção

O coeficiente de minoração do concreto (γ_c) para combinações especiais ou de construção deve ser igual a 1,2, enquanto o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deve ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 150 a 152:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 6,30 \text{ cm}^3 \quad (150)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (151)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (152)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 256,7648 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para a combinação especial ou para a combinação de construção, conforme apresenta a Equação 154:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{f_{cd}}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (153)$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[6,30 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (154)$$

$$\beta = 52,68$$

5.1.5.3 Cálculo para combinação última excepcional

O coeficiente de minoração do concreto (γ_c) para combinações excepcionais deve ser igual a 1,2, enquanto o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deve ser igual a 1. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 155 a 157:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 8,33 \text{ cm}^3 \quad (155)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (156)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (157)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 304,6617 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para a combinação excepcional, conforme apresenta a Equação 159:

$$\beta = \frac{g(f_{cd}, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{f_{cd}}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{M_s}))]^2}} \quad (158)$$

$$= \frac{304,6617}{\sqrt{[8,33 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (159)$$

$$\beta = 56,32$$

5.1.6 Cálculo dos índices de confiabilidade para as amostras com inserção dos coeficientes parciais da Eurocode

Como delineado na Revisão Bibliográfica, a norma de dimensionamento de concreto armado europeia leva em consideração os critérios da situação de carregamento a qual a estrutura está submetida, podendo esta ser permanente ou transitória, ou ainda accidental.

5.1.6.1 Cálculo para situações permanentes ou transitórias

De acordo com a norma europeia EN-1992, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) para situações permanentes ou transitórias deve ser igual a 1,5, enquanto o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deve ser igual a 1,15. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 160 a 162:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial f_{cd}} = 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{(f_{cd})^2 \cdot b} = 9,84 \text{ cm}^3 \quad (160)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (161)$$

$$g(f_{cd}, M_s) \approx \left[d \cdot A_s \cdot f_{yd} - 0,588 \cdot \frac{(A_s \cdot f_{yd})^2}{\mu_{f_{cd}} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (162)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50 / 1,15)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(f_{cd}, M_s) = 256,7648 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para situações permanentes ou transitórias, conforme apresenta a Equação 164:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{Ms}))]^2}} \quad (163)$$

$$= \frac{256,7648}{\sqrt{[9,84 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (164)$$

$$\beta = 43,81$$

5.1.6.2 Cálculo para situações acidentais

De acordo com a norma europeia EN-1992, o coeficiente de minoração do concreto (γ_c) para situações acidentais deve ser igual a 1,2, enquanto o coeficiente de minoração do aço (γ_s) deve ser igual a 1. Seguindo a abordagem FOSM, foram obtidos os resultados expressos nas Equações 165 a 167:

$$a_1 = \frac{\partial g}{\partial fcd} = 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{(fcd)^2 \cdot b} = 8,33 \text{ cm}^3 \quad (165)$$

$$a_2 = \frac{\partial g}{\partial M_s} = -1 = -1 \quad (166)$$

$$g(fcd, M_s) \approx \left[d \cdot As \cdot fyd - 0,588 \cdot \frac{(As \cdot fyd)^2}{\mu_{fcd} \cdot b} - \mu_{M_s} \right] \quad (167)$$

$$= \left[12,86 \times 0,624 \times 18 - 0,588 \cdot \frac{(0,624 \times 50/1)^2}{3,14525 \times 10} - 0,78372 \times 100 \right]$$

$$g(fcd, M_s) = 304,6617 \text{ kN.cm}$$

Por fim, obteve-se o índice de confiabilidade para situações excepcionais, conforme apresenta a Equação 169:

$$\beta = \frac{g(fcd, M_s)}{\sqrt{[(a_1 \times (\sigma_{fcd}))]^2 + [(a_2 \times (\sigma_{Ms}))]^2}} \quad (168)$$

$$= \frac{304,6617}{\sqrt{[8,33 \text{ cm}^3 \times (4,3/10)]^2 + [(-1) \times (0,04053 \times 100)]^2}} \quad (169)$$

$$\beta = 56,32$$

5.2 Análise dos Resultados

O objetivo deste trabalho não é avaliar a intensidade do índice de confiabilidade, mas sim avaliar como esse índice é influenciado pelas normas ao longo do tempo. A tabela 42 traz a síntese dos parâmetros considerados e dos resultados obtidos, separando-os por método de dimensionamento e por critério.

A interpretação dos resultados do índice de confiabilidade apresentados deve ser analisada com cuidado, pois, ao aplicar os parâmetros de segurança, as densidades de probabilidade das solicitações e das resistências ficam mais próximas umas das outras quanto maior os coeficientes aplicados.

Na tabela 42 observa-se que, quanto menor o índice de confiabilidade, mais perto estão as curvas de densidade de probabilidade, e consequentemente menor será o resultado da função estado limite.

Para uma adequada interpretação pode ser criada uma variável ω , que representa o nível de segurança após aplicação dos coeficientes parciais de cada norma, onde $\omega = 1/\beta$. Nota-se que o nível de segurança era extremamente rigoroso na década de 40, ocorreu uma sensível redução na década de 60 e uma estabilização a partir de 2003 com um nível mais arrojado de projeto. Observa-se também que as normas brasileiras geram níveis de segurança compatíveis com os Eurocodes. Estes dados podem ser observados na tabela 43 e no gráfico da figura 32.

Tabela 42 – Resumo comparativo da confiabilidade obtida para o estudo de caso, considerando os documentos normativos

Método das Tensões Admissíveis									
Norma	Critério	$\sigma_{c,28}$ [MPa]	σ_c [MPa]	f_y [MPa]	$A_{s_{nesc}}$ [cm ²]	a_1 [cm ³]	a_2	g (fcd,Ms) [kN.cm]	β
NB-1/1940	empírico	31,45	4,50	180	0,36	36,63	-1	63,71	3,91752
	racional	12,58	7,50	180	0,35	13,19	-1	63,71	9,14107
NB-1/1960	regular	18,87	9,44	180	0,35	8,33	-1	63,71	11,77792
	razoável	20,97	10,48	180	0,35	6,75	-1	63,71	12,78106
	rigoroso	23,59	11,00	180	0,35	6,13	-1	63,71	13,17721
Método dos Estados Limites									
Norma	Critério	γ_c	γ_s	f_y [MPa]	A_s [cm ²]	a_1 [cm ³]	a_2	g (fcd,Ms) [kN.cm]	β
NBR 6118/1980	desfavorável	1,50	1,15	500	0,142	16,38	-1	256,7648	31,59287
	geral	1,40	1,15	500	0,142	20,61	-1	256,7648	26,34783
	rigoroso	1,30	1,15	500	0,142	7,50	-1	256,7648	49,57032
NBR 6118/2003-2014	normal	1,40	1,15	500	0,142	8,58	-1	256,7648	46,86044
	especial/construção	1,20	1,15	500	0,142	6,30	-1	256,7648	52,66780
	excepcional	1,20	1,00	500	0,123	8,33	-1	304,6617	53,31942
EUROCODE	permanente/transitória	1,5	1,15	500	0,142	9,84	-1	256,7648	43,81412
	acidental	1,2	1,00	500	0,123	8,33	-1	304,6617	56,31942

Fonte: O Autor (2021).**Tabela 43** – Cálculo do nível de segurança dos documentos normativos

Norma	Critério	β	$\omega = 1/\beta$
NB-1/1940	dosado empiricamente	3,92	0,26
	dosado racionalmente	9,14	0,11
NB-1/1960	controle regular	11,78	0,08
	controle razoável	12,78	0,08
	controle rigoroso	13,18	0,08
NBR 6118/1980	condição de execução desfavorável	31,59	0,03
	condição de execução geral	26,35	0,04
	condição de execução rigorosa	49,57	0,02
NBR 6118/2003 -2014	combinação normal	46,86	0,02
	combinação especial/ de construção	52,67	0,02
	combinação excepcional	53,32	0,02
EUROCODE	situação persistente/ transitória	43,81	0,02
	situação acidental	56,32	0,02

Fonte: O Autor (2021).

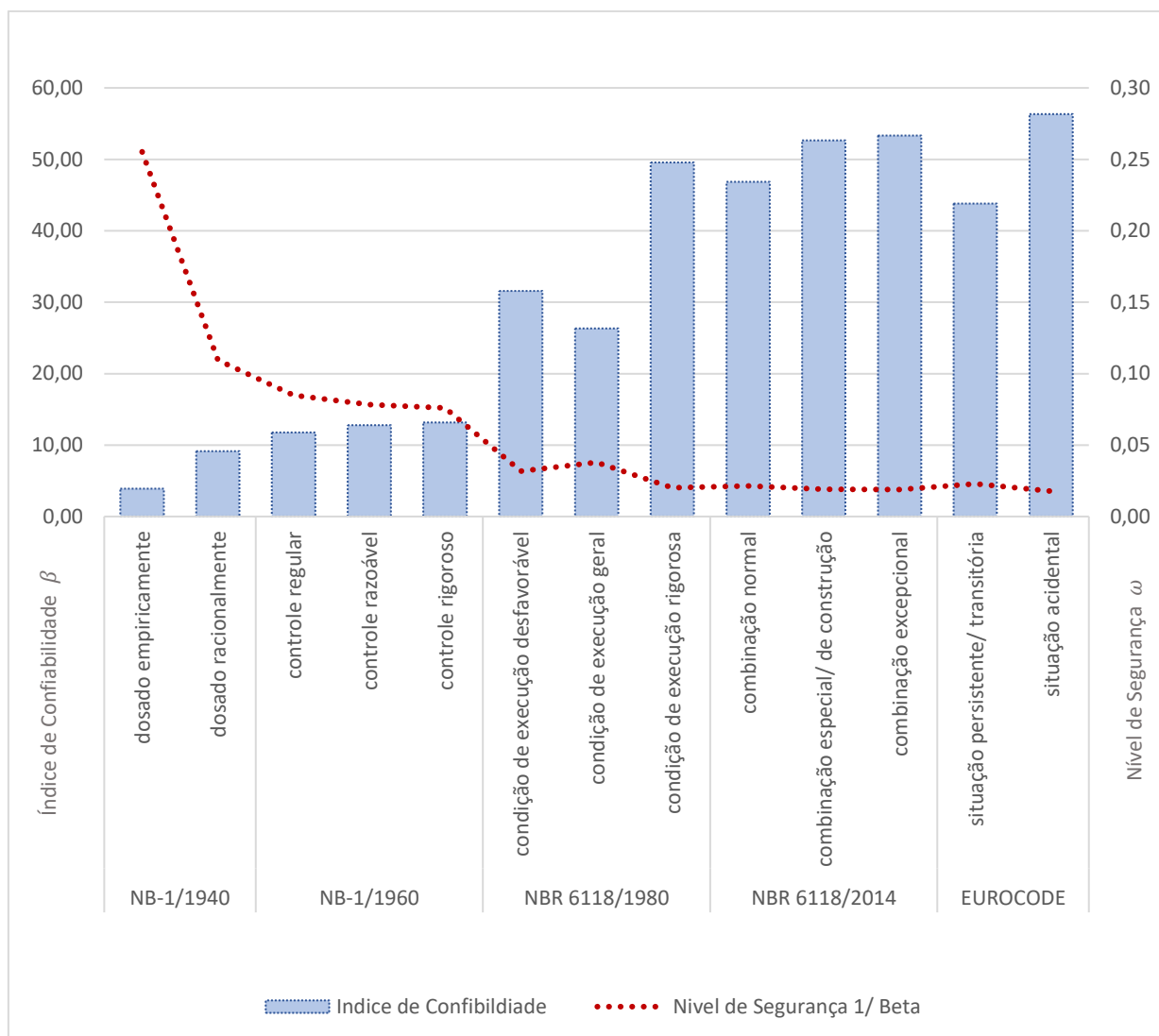


Figura 32 - Gráfico de evolução temporal do nível de segurança e do índice de confiabilidade.

Fonte: O Autor (2021).

6 CONCLUSÕES

A análise da revisão bibliográfica, o levantamento documental, a análise experimental e a discussão comparativa dos resultados permitiram o desenvolvimento temporal dos critérios de segurança no cálculo estrutural.

Entre os séculos XVI e XVIII, ocorreram importantes contribuições nos modelos teóricos do comportamento dos materiais. Estes modelos teóricos, em grande parte, foram validados por meio de estudos experimentais. Indubitavelmente, estes modelos instrumentalizaram os métodos indutivos e permitiram a consolidação dos métodos determinísticos para verificação das estruturas, e foram amplamente utilizados. Apenas no final da primeira metade do século XIX, um ajuste no procedimento de dimensionamento surgiu e transformou a aplicação do método das tensões admissíveis em método do cálculo na ruptura, incorporando, por exemplo, análises a partir da instabilidade dos elementos estruturais.

Embora a primeira norma de dimensionamento de estruturas de concreto no Brasil tenha, formalmente, surgido na década de 40 utilizando o método das tensões admissíveis, são observados importantes avanços na análise da segurança estrutural após a segunda guerra mundial, principalmente a partir de 1947 com a publicação de “The Analysis of Structural Safety” de Freudenthal, considerado o precursor da confiabilidade estrutural.

Nas décadas a seguir, nos anos 50 e 60, a teoria da análise probabilística se consolidou criando ferramentas matemáticas e analíticas que foram incorporadas à análise estrutural e aos documentos normativos. Pode-se dizer que a publicação *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineer* de Benjamin e Cornell, foi aquela que desencadeou as bases teóricas para a proposição formal do método dos estados limites no final da década de 70, atribuída a Ellingwood e Galambos.

Do ponto de vista normativo, no Brasil, pode-se dizer que a evolução da norma de estruturas de concreto sempre esteve atualizada com estes modelos teóricos. Em 1978, a norma brasileira incorporou o método dos estados limites e o conceito de valores característicos estabelecidos pelo quantil de 5% da distribuição normal, apresentado em 1971 pelo FIB.

Ainda com os modelos de análise de confiabilidade apresentados foi possível a calibração dos coeficientes parciais a partir de análise probabilística.

Analizando-se os coeficientes parciais tratados na norma brasileira, nota-se a redução destes valores entre 1940 e 1960, e essa redução foi justificada a partir da inserção do cálculo na ruptura. Contudo, as principais reduções nos coeficientes parciais ocorrem a partir da década de 80, com o desenvolvimento das bases da teoria da confiabilidade e do incremento do método dos estados limites. A partir da década de 80 estes coeficientes sofreram pequenas alterações. Na realidade estas alterações são na verdade pequenos ajustes para incorporar diferentes situações e combinações de carregamentos.

O delineamento de bases estatísticas apresentadas por Fusco e outros autores permitiram, a partir de 2003, a incorporação de valores reduzidos das ações e de uma análise a partir da combinação de ações. Os coeficientes parciais incorporados nas normas brasileiras tiveram forte influência dos trabalhos publicados por Ellingwood e Galambos, e os valores reduzidos incorporados na revisão das normas brasileiras em 2003 foram aqueles adotados no Eurocode, a partir dos anos 90.

O presente trabalho conclui que a evolução dos estudos de confiabilidade estrutural tem correlação temporal com o estabelecimento da majoração das ações e da minoração das resistências para garantir a segurança estrutural, principalmente na normatização desenvolvida nos anos 70 e 80. Contudo, após o desenvolvimento do método dos estados limites, não se percebeu nos últimos 40 anos importantes alterações nos documentos normativos brasileiros, ou seja, não foram inseridos o conceito de probabilidade de falha e o conceito de índice de confiabilidade ou procedimentos de calibração dos coeficientes parciais a partir de ferramentas como o FORM, FOSM, AFOSM, entre outros, embora existam avanços na Europa com o JCSS estabelecendo índices de confiabilidade alvo em 2001 que são utilizados na definição dos coeficientes parciais de ponderação.

Sem dúvida, o desenvolvimento teórico apresentado até o final da década de 70 e início da década 80 permitiu que as normas projetassem estruturas mais econômicas, mais arrojadas e ainda assim seguras, quando comparadas as estruturas dos anos 40 e 60. Observa-se que as margens de segurança das estruturas

projetadas pela Eurocode e pelas normas brasileiras são equivalentes. Nota-se também que mesmo após a revisão das normas brasileiras em 2003 e 2013, os níveis de segurança das estruturas sofreram reduções entre as décadas de 60 e 80. Contudo, esses níveis se estabilizaram a partir da década de 80 até as últimas revisões da NBR 6118-2014, que coincidem com os níveis adotados também no Eurocode.

Observa-se que nos anos 40, 60 e 80 ocorreram importantes avanços no sentido de aprimorar os níveis de segurança adotados em projetos, saindo de uma filosofia bastante conservadora. Particularmente nos anos 80 houve maior avanços nos níveis de segurança, porém de 1980 até a atualidade (2021), estes níveis praticamente se mantiveram estáveis, revelando tímido avanço nos níveis de segurança adotados em projetos.

Por um lado, os níveis de segurança se consolidaram, por outro lado, há uma inércia na inserção de novos procedimentos de análise e requisitos de projeto que permitam estruturas mais arrojadas e seguras. Esse aspecto levanta algumas hipóteses, tais como, será que se esgotou o conhecimento relevante à segurança das estruturas e a engenharia estrutural já chegou ao limite do arrojo, consolidando estruturas que já equilibram a economia com a segurança? Ou faltam novas reflexões que motivem alterações nos níveis de segurança das estruturas?

Sobre a parte experimental, é possível observar que ao serem adotados diferentes modos de adensamento na moldagem de estruturas de concreto, nota-se que estes modos alteram o comportamento estrutural dos elementos de concreto, influenciando o momento resistente, e o desvio-padrão destes momentos resistentes. Embora o adensamento mecânico gere, em média, maiores momentos resistentes, o procedimento com adensamento manual curiosamente gera um menor desvio-padrão. Observa-se que o operário, ao realizar o adensamento manual, tem maior preocupação com o correto adensamento e por essa razão aplica uma energia de compactação na viga mais cuidadosa. Por outro lado, ao utilizar um equipamento para realizar o adensamento de forma mecanizada, delega maior confiança ao equipamento, atuando dessa maneira com mais desatenção e menos esmero.

Por fim, sugere-se como continuidade desta pesquisa um estudo sobre outros materiais como estruturas em madeira e aço, e a aplicação da teoria da confiabilidade para calibrar os coeficientes parciais previstos nas normas brasileiras.

REFERÊNCIAS

American Institute of Steel Constructions (AISC). **Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**. Chicago, IL. 1993.

American Institute of Steel Constructions (AISC). **Standard Specifications for Structural Steel for Buildings**. 1923. 23p.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design – Basic Principles**, Vol. I, New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.

Associação Brasileira de Normas Técnicas **História da normalização brasileira/** Associação Brasileira de Normas Técnicas. – Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 112 p.: il.color.; 29,7cm.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NB-1 /1940 – **Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1940.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NB-1 /1960 – **Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1960.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 6118:1978- **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 1978.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 6118:1980- **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 1980.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 6118:2003- **Projeto de estruturas de concreto** — Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 6118:2003- **Projeto de estruturas de concreto** — Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 6118:2014- **Projeto de estruturas de concreto** — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 8681:2004 - **Ações e Segurança nas Estruturas**. Rio de Janeiro, 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). ABNT NBR 15575-1 – **Edificações habitacionais** – Desempenho – Requisitos Gerais, Rio de Janeiro, 2013.

ATAÍDE, C.A.V.; CORRÊA, M.R.S. Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para a alvenaria estrutural. In.: **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 34, p. 105-134, 2006.

BADIMUENA, B.L. **Avaliação da confiabilidade de estruturas existentes: influência da resistência à compressão do concreto**. p. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais 2017. 220p.

BARTLETT, F. M.; MACGREGOR, J. G. Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures. **ACI Materials Journal**, v. 93, n. 2, March–April 1996, pp. 158-168.

BARTLETT, F.M. **Reliability-Based Assessment of Concrete Strength in Existing Structures, Structural Concrete: Behavior to Implementation** (SP-198), American Concrete Institute: Farmington Hills, Michigan, 85-102.2001.

BASLER, K. Strength of plate girders under combined bending and shear Proc. ASCE, 87, (ST7), (October 1961), Reprint N. 187 (210) (61-14), (1961). **Fritz Laboratory Reports**. Paper 71.

BEEBY, A.W. Partial safety factors: an overview. **The Structural Engineer**, v. 72, n.2, jan. 1994.

BECK, A. T. **Confiabilidade Estrutural**. Apostila de Aula USP, São Carlos, pp. 182.2006.

BECK, A. T. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. 1. ed – Rio de Janeiro: Elsevier, 2019.

BENJAMIN, J.R.; CORNELL, C. **Probability, statistics and decision for civil engineers**. New York: McGraw-Hill, 1970.

BERNARDO, T.R.R. **Contribuição à análise da confiabilidade em pavimentos de edifícios de concreto armado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlo. Universidade de São Paulo. 1999. 175 p.

BORGES, J. F. (1997). Probability based codes: past and future. In: **Probabilistic methods for structural design**. C. Guedes Soares (ed.). Kluwer academic publishers. Netherlands. P. 339-350.

CARVAJALINO, J.J. L. **Acoplamento de estados limites na avaliação da confiabilidade estrutural de dutos e estruturas**. Tese (doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Mecânica: Rio de Janeiro - RJ, 2010. 139 p.

BRASIL. Decreto lei nº278 de 16 de fevereiro de 1938. Determina as especificações de cimento Portland comum e os métodos de ensino para as provas de cimento e controle de concreto. Disponível em <https://www2.camara.leg.br/legin/fed/declei/1930-1939/decreto-lei-278-16-fevereiro-1938-350778-publicacaooriginal-1-pe.html>

CASTANEHIRA, A.M. **Avaliação da confiabilidade de vigas metálicas dimensionadas pela NBR 8800**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. 2004. 129 p.

CASTRO, L. A. **Análise de segurança no projeto de estruturas: Método dos estados limites**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1997. 134 p.

COELHO, J.D.A. **Confiabilidade de vigas de concreto armado no estado limite de serviço**. Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. - Florianópolis, SC, 2011. 272 p.

CORNEL, C. A. A Probability-Based Structural Code. **Journal of the American Concrete Institute**. v 66, n 12, p, 974-985, 1969.

COSTA, C.N. **Confiabilidade estrutural – sobre os estimadores de resistência à compressão do concreto**. Monografia (Especialização) – Programa de Educação Continuada da Escola Politécnica da USP, 2017. São Paulo. 2017. 145 p.

DITLEVSEN, O; MADSEN, H.O. **Structural Reliability Methods**. New York: Wiley, 1996.

EC1-1 – CEN, European Prestandard ENV 1991-1, **Eurocode 1** – Basis of design and actions on structures. Parte 1: Basis of design.

ELLINGWOOD, B. R. *LRFD*: implementing structural reliability in professional practice. **Engineering Structures**, 22(2), 106–115, 2000.

EUROPEAN COMMISSION. **The implementation of the Eurocodes in the National Regulatory Framework**. JCR Technical Reports. Luxembourg: EUR 29601 EN, Publications Office of the European Union, Luxembourg, 2019, ISBN 978-92-79-98657-4, doi:10.2760/033434.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – CEB-FIP. **MC 2010**: Model code 2010. Lausanne, 2011.

FERNANDES, G.B. **Ações e Segurança das Estruturas**. Notas de aula. Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, pp. 53.1997.

FERREIRA, L. M. **Aplicação da teoria da confiabilidade na obtenção de limites para o peso de veículos de carga em pontes de concreto**. Tese (Doutorado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. 288p.

FREUDENTHAL, A. M. **The safety of structures**. Transactions, ASCE; 112. 1947.

FUSCO, P.B. **Estruturas de Concreto. Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas**. Editora MacGraw-Hill do Brasil. São Paulo. v.2. 1977.

FUSCO, P. B. **Controle da resistência do concreto**. ABECE Informa, São Paulo, n. 89, Jan./Fev. 2012. p. 12-19.

_____. **Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo: Ed. USP e McGraw-Hill, 1976, 298p.

GALAMBOS, T.V. **A world view of beam stability and design practice**. USA: Proceedings of SSRC Annual Meeting, 1983.

_____. **Design Codes, Engineering Safety**. McGraw-Hill, p. 47-71, 1992.

_____. Developments in modern steel design standards. **Journal of Construction Steel Research**, v.17, n.1 e 2, p. 141-162. 1990.

GALAMBOS, T.V.; *et. al.* Probability based load criteria: assessment of current design practice. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.108, n.ST5, p.959-977, May.1982

GIL, A. C. **Como Elaborar Projetos de Pesquisa**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2010.

GILKEY.H.F. **Experiments with concrete torsion**. Proceedings of the American Society of Civil Engineer. 1935, 131p.

GEHLER, W.; AMOS, H. **Versuche an Plattenbalken mit Bewhrungen mit hoher Streckgrenze**. Hel 86, Deutcher Ausschuss für Eisenbeton. Berlim. 1937, 11p.

GRAF, O. **Der Aufbau des Mötesl und des Betons**. Berlim, 1930, 91p.

HALDAR, A., MAHADEVAN, S. **Reliability assessment using stochastic finite element analysis**. John Wiley & Sons 2000.

HANSEN, J. B. **The Philosophy of Foundation Design**: design criteria, safety factors and settlements limits. Proceedings of Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations. Duke University, North Carolina, 9-13, 1965.

HARTFORD, D.N. D., BAECHER, G.B. **Risk and Uncertainty in Dam Safety**. Thomas Telford. 2004.

HASOFER, A. M.; LIND, N. An Exact and Invariant First-Order Reliability Format. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 100, n. EM1, p. 111-121, 1974.

HENRIQUES, A. R. **Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural**. Dissertação (Doutorado). Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 1998.

ISO 2394. **General principles on reliability for structures**. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, 73 pages. 1998.

JOHNSON, R.P. Eurocodes, 1970–2010: why 40 years?. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures and Buildings**, 162. December 2009 Issue SB6 Pages 371–379. (2009).

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). **Probabilistic Model Code**. 2001

KAEFER, L.F. **A evolução do concreto armado**. São Paulo, 1998.

Ketchum, M.S. **Structural engineers handbook; data for the design and construction of steel bridges and buildings**. New York, McGraw-Hill.1918,883p.

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

INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION. **ISO 2394**: General principles on reliability for structures. Geneva, 1998.

LANDENDONCK, T.V. **Cálculo de Concreto Armado**. Volume 1. Associação Brasileira de Cimento: Portland,1944.

LOPES, M. T. A. **Análise de Confiabilidade de Estruturas Aplicada ao Projeto de Reforço à Força Cortante de Vigas em Concreto Armado com Compósitos de Fibras de Carbono**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.209p.

LRFD. Journal of Structure Division. ASCE 1978;104(9):1459–68.

MACGREGOR, J.G. Safety and limit states design for reinforced concrete. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 3, 1976. p. 485.

MACGREGOR, D. J. et al.. Design criteria and load resistance factors for the Confederation Bridge. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa: National Research Council of Canada, v. 24, n. 6, p. 882-897. dez. 1997.

MADSEN, H.O., KRENK, S., e LIND, N.C. **Methods of Structural Safety**. Prentice Hall: New Jersey, 1986.

MITRE, M. P. **Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005. 148 p.

MÖRSCH. E. **Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung**. Estugarda, 6ªed.1ªv., 1923, 141p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CEMENT USERS. **Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete**. Philadelphia, USA, Feb. 1910

NOVA, S. J. S.; SILVA, M. C. A. T. Avaliação da Confiabilidade de Pontes em Concreto Protendido sob solicitações Normais. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**.Vol. 13 - nº 2. 2017.

NOVA, S. J. S. **Avaliação da segurança de pontes em concreto protendido sob solicitações normais com base na teoria da confiabilidade**. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas – SP. 2017. 124 p.

NOWAK, A.S., COLLINS, K. R. **Reliability of structures**. McGraw-Hill. 2000.

PANTOJA, J.C. **Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes** Tese (Doutorado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2012.240p.

PROBABILISTIC MODEL CODE. **Part 1** - Basis of Design, Joint Committee on Structural Safety - JCSS-OSTL/DIA/VROU, 10-11-2000.

PROBABILISTIC MODEL CODE. **Part 3** – Resistance Models, Joint Committee on Structural Safety - JCSS-OSTL/DIA/VROU, 10-11-2000.

RACKWITZ, R; FIESSLER, B. Structural reliability under combined random load sequences. **Computer & Structures**, v.9, p.489-497, 1978.

RACKWITZ, R. **Structural reliability** – a preview and some perspectives. Structural Safety (23). Elsevier. 2001.

RANKINE, J.B. **A Manual of Civil Engineering**. London: Griffin. TE. R. Gerstein Library, 816p, 1862.

ROJAS ERASO, A. I. **Análise de confiabilidade de longarinas de pontes ferroviárias de concreto armado**. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2011. 128 p.

SÁLES, J. J.; MUNAIAR NETO, J.; MALITE, M. **Segurança nas estruturas**. 2.ed – Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

SANTIAGO, W.G. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019. 181 p

SANTOS, E. S. **Avaliação estatística do erro de modelos de resistência para elementos lineares de concreto armado da ABNT NBR 6118:2007**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. 126 p.

SANTOS, V.M. P. **Análise de Confiabilidade em modelos de Bielas e Tirantes**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás. Goiania, 2014. 133 p

SANTOS, S.H.C.; BUENO,S.B.;KIMURA,A.E. **ABNT NBR 6118: Evolução, Tendências e Desafios**. Apresentação 55º Congresso Brasileiro do Concreto. Rio Grande do Sul. Out-Nov de 2013. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/eventos/55cbc/PDFS/10hSergio.pdf>. Acesso em: 01 de Dezembro de 2020.

SCHNEIDER, J. Introduction to Safety and Reliability of Structures. **Structural Engineering Documents**. N.5, IABSE, 1997.

SEXSMITH, R. G. **Probability-based safety analysis** – value and drawbacks. *Structural Safety* (21). Elsevier. 1999.

SOUZA JUNIOR, A.C.S. **Aplicação de Confiabilidade na Calibração de Coeficientes Parciais de Segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2008. 149 p.

STEWART, M.G. Optimization of serviceability load combinations for structural steel beam design. **Structural Safety**, v. 18, n. 2-3, p. 225-238, 1996.

SZERSZEN, M. M.; NOWAK, A. S. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors, **ACI Structural Journal**, v. 100, n. 3, p. 383-391, 2003.

THIRY-CHERQUES, H. R. O primeiro estruturalismo: método de pesquisa para as ciências da gestão. **Rev. adm. contemp.**, Curitiba, v. 10, n. 2, p. 137-156, Jun. 2006.

TRAMONTINI, P.M. **Estudo de confiabilidade para seções de concreto armado submetidas a diversos tipos de esforços**. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estrutura. Rio de Janeiro – RJ. 2016. 98 p.

VASCONCELOS, A.C. **O Concreto no Brasil**: Recordes - Realizações - História. São Paulo: Copiare, 2015.

VROUWENVELDER, T. The JCSS Probabilistic Model Code. **Structural Safety**, Vol.19, p.245–251, 1997.

WISNIEWSKI, D.F. **Safety formats for the assessment of concrete bridges**. Doctoral Thesis – University of Minho, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Guimarães, Portugal, 2007.

ZAGOTTIS, D. **Pontes e Grandes Estruturas**: IV -Introdução da segurança no projeto estrutural. Apostila de Aula da Disciplina de Pontes e Grandes Estruturas. Departamento de engenharia de Estruturas e Fundações da Universidade de São Paulo, pp. 96, 1981.