

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

**CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO**

por

André Tremper Minasi

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, Novembro de 2016.

CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM ESTRUTURAS PORTUÁRIAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

Por

André Tremper Minasi

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Aprovada por:

Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real – Orientador

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Fábio Costa Magalhães

IFRS – Campus Rio Grande

Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves

EE/FURG

Prof. Dr. Liércio André Isoldi

PPGEO/FURG

Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, Novembro de 2016.

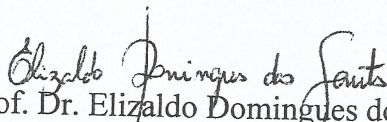
**CONFIABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM ESTRUTURAS
PORTUÁRIAS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO**

ANDRÉ TREMPER MINASI

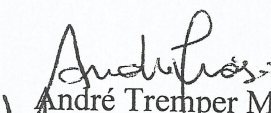
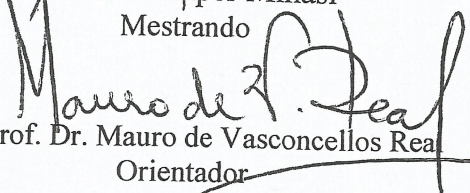
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de

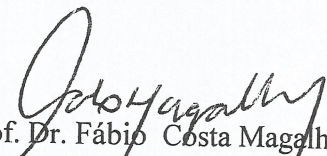
MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

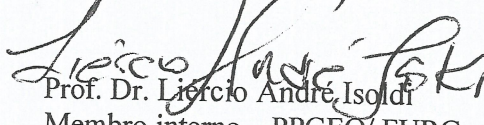
Tendo sido aprovado em sua forma final pela Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

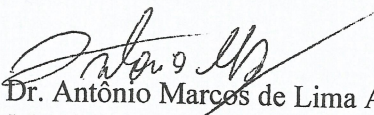

Prof. Dr. Elizaldo Domingues dos Santos
Coordenador do Programa

Banca examinadora:


André Tremper Minasi
Mestrando

Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Rea
Orientador


Prof. Dr. Fábio Costa Magalhães
Membro Externo - IFRS


Prof. Dr. Liercio André Isoldi
Membro interno - PPGEQ/ FURG


Prof. Dr. Antônio Marcos de Lima Alves
Membro Interno - FURG

AGRADECIMENTOS

Ao professor e amigo Mauro de Vasconcellos Real por todo o conhecimento, apoio, paciência e persistência que nunca deixou de me oferecer. Por todo o seu entusiasmo, amor e dedicação à engenharia, muito obrigado por fazer parte de minha formação profissional e pessoal.

Agradeço aos professores e funcionários do PPGEQ, pelo conhecimento transmitido, apoio e serviços prestados.

Aos meus pais pela educação, carinho e incentivo que sempre me deram.

À Ercilia, namorada e companheira que esteve sempre junto, incentivando e oferecendo todo apoio necessário à conclusão deste trabalho.

Ao amigo e colega Diego San Martins que mesmo distante, sempre me apoiou e auxiliou na conclusão deste trabalho.

À CAPES pelo suporte financeiro concedido durante a realização do curso.

A todos aqueles que de alguma forma contribuíram para que eu chegasse até aqui.

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo estudar a confiabilidade estrutural nos projetos de vigas portuárias de concreto armado levando em consideração as prescrições da NBR 6118:2014. Será considerado o desempenho de vigas sob carregamentos pesados em ambientes agressivos de zonas portuárias, verificando a influência da variação de parâmetros de projeto sobre a segurança da estrutura. A verificação da confiabilidade estrutural dos projetos se dará através da avaliação da probabilidade de falha segundo o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM – *First Order Reliability Method*), o qual será aplicado para a verificação do estado limite-último de flexão para as vigas dimensionadas e com redução na área efetiva de aço da armadura de tração devido à corrosão. Após uma revisão bibliográfica sobre estruturas portuárias, projetos de vigas em concreto armado segundo a NBR 6118:2014 e confiabilidade estrutural, foi realizado um estudo sobre a capacidade resistente de vigas de concreto armado e os métodos de análise de confiabilidade com ênfase no Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM – *First Order Reliability Method*). Foram realizados estudos paramétricos para avaliar a confiabilidade das vigas de acordo com a variação da resistência característica à compressão do concreto, carregamento permanente, carregamento variável e taxa de armadura tracionada. Os resultados se mostram coerentes, tendo o índice de confiabilidade apresentado grande variação para relações de carregamento variável elevada e redução da taxa de armadura tracionada, concluindo com a necessidade de revisar os coeficientes de segurança propostos pela norma brasileira para cargas variáveis.

Palavras-chaves: estruturas portuárias, concreto armado, viga, confiabilidade, FORM.

ABSTRACT

This study aims on the structural reliability in the design of port reinforced concrete beams taking into account the requirements of NBR 6118:2014. It will be considered the beams performance under heavy loads in aggressive environments of portuary zones, checking the influence of the variation of design parameters on the structural safety. The verification of the structural reliability of the design will be made by assessing the probability of failure according to the First Order Reliability Method – FORM. This method will be applied to evaluate the safety of beams design for ultimate limit state of flexure. A reduction of the steel cross-sectional area caused by corrosion will also be considered. After a literature review of port structures, design of reinforced concrete beams according to NBR 6118:2014 and structural reliability, a study was conducted about the load capacity of reinforced concrete beams and reliability analysis methods with an emphasis on the First Order Reliability Method - FORM. Parametric studies were conducted to evaluate the reliability of the beams according to the variation of the characteristic strength of concrete compression, permanent load, variable load and tensioned reinforcement ratio. The results are coherent, and the reliability index with wide range to high variable loading ratios and reduced tensioned reinforcement ratio, concluding with the need to review the safety factors proposed by the Brazilian standard for variable load.

Keywords: port structures, reinforced concrete, beams, reliability, FORM.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1. Considerações Iniciais.....	15
1.2. Justificativa	18
1.3. Estado da Arte	18
1.4. Objetivos	22
1.5. Organização do trabalho.....	23
2. PROJETO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	24
2.1. Estados limites	25
2.2. Geometria	25
2.3. Materiais.....	26
2.3.1. Concreto	26
2.3.2. Aço	30
2.4. Carregamentos.....	31
2.4.1. Combinações no Estado Limite Último	33
2.5. Dimensionamento à flexão.....	35
2.6. Dimensionamento ao esforço cortante	37
2.7. Verificação quanto a deformações excessivas (flechas).....	38
2.8. Verificação quanto à abertura de fissuras	38
3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	40
3.1. Análise de tensões	40
3.2. Modelo constitutivo dos materiais	41
3.2.1. Relação constitutiva do concreto.....	41
3.2.2. Relação constitutiva do aço	42
3.3. Cálculo da capacidade resistente no estado limite último	43
4. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	48
4.1. Métodos de Avaliação de Confiabilidade.....	52
4.2. Métodos das Tensões Admissíveis	53
4.3. Métodos dos Estados Limites.....	54
4.4. Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM).....	55
4.5. Índice de Confiabilidade (β)	56
4.5.1. Definição	56

4.5.2. Probabilidade de falha.....	62
4.5.3. Índice de Confiabilidade Alvo	63
4.6. Distribuições diferentes da normal	66
4.6.1. Distribuição normal equivalente	66
4.6.2. Distribuição Lognormal	68
4.6.3. Distribuição de valores extremos - Gumbel.....	68
4.7. Avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado.....	69
4.7.1. Função estado limite	69
4.7.2. Variáveis aleatórias	69
4.7.3. Procedimento para o cálculo do índice de confiabilidade.....	71
4.7.4. Validação pelo Método de Monte Carlo.....	73
5. APLICAÇÕES E RESULTADOS	75
5.1. Descrição e dimensionamento das vigas no ELU	75
5.2. Estudos paramétricos – Definição	76
5.3. Resultados para índice de confiabilidade	78
5.4. Estudos paramétricos – Resultados	79
6. CONCLUSÕES	86
7. REFRÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88
APÊNDICE A	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Diferentes carregamentos em um cais (Fonte: 123RF, 2015).	16
Figura 1.2 - Vigas transversais de um cais (MEDINA, 2013)	16
Figura 1.3 - Corrosão da armadura de uma viga de paramento (Fonte: ALENCAR, 2010).	17
Figura 1.4 - Recuperação de armadura de paramento de um cais (Fonte: ALENCAR, 2010).	17
Figura 2.1 - Viga biapoiada de seção retangular.	26
Figura 2.2 - Diagrama tensão x deformação do concreto à compressão (ARAÚJO, 2014)	29
Figura 2.3 - Diagramas tensão x deformação para o aço com patamar de escoamento (a) e sem patamar de escoamento (b) (ARAÚJO, 2014)	31
Figura 3.1 - Estádio I de seção retangular sob flexão (CLÍMACO, 2008)	40
Figura 3.2 - Estádio II de seção retangular sob flexão (CLÍMACO, 2008)	41
Figura 3.3 - Estádio III de seção retangular sob flexão (CLÍMACO, 2008)	41
Figura 3.4 - Diagrama tensão-deformação idealizado (ABNT NBR 6118:2014)	42
Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação simplificado para aços (CLÍMACO, 2008)	43
Figura 3.6 - Diagramas de tensões para seção retangular na ruptura por flexão (CLÍMACO, 2008)	44
Figura 3.7 - Domínios de estado limite último de uma seção transversal (CLÍMACO, 2008)	45
Figura 3.8 - Processo da bissecante (ARAÚJO, 2014)	47
Figura 4.1 - Funções densidade de probabilidade de R e S (PALIGA, 2008)	50
Figura 4.2 - Distribuição da margem de segurança (PALIGA, 2008)	51
Figura 4.3 - Zonas de segurança e de falha no espaço das variáveis reduzidas, para um sistema de duas variáveis (Ang e Tang, 1990)	57
Figura 4.4 - β e cossenos diretores, representação geométrica (ROCHA, 2014)	60
Figura 4.5 - Índice de Confiabilidade (β) x Logaritmo da Probabilidade de Falha (P_f)	62
Figura 4.6 - Vida útil da estrutura (n) x Índice de Confi. (β), sendo $\beta_1 = 4,2$	65
Figura 4.7 - Densidade de probabilidade de resistência do material.	70
Figura 4.8 - Dispersão dos valores para índice de confiabilidade segundo os Métodos FORM e Monte Carlo.	74
Figura 5.1 - Seção transversal típica de dimensionamento. Medidas em cm	75
Figura 5.2 - Seção transversal dimensionada. Medidas em cm	76
Figura 5.3 - Identificação para vigas.	77
Figura 5.4 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,25$)	79
Figura 5.5 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,50$)	80

Figura 5.6 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,75$)	80
Figura 5.7 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=40$ MPa).....	81
Figura 5.8 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=45$ MPa).....	81
Figura 5.9 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=50$ MPa).....	82
Figura 5.10 - Variação de $\beta \times \text{Dano}(\%)$ ($f_{ck}=40$ MPa).....	83
Figura 5.11 - Variação de $\beta \times \text{Dano}(\%)$ ($f_{ck}=45$ MPa).....	83
Figura 5.12 - Variação de $\beta \times \text{Dano}(\%)$ ($f_{ck}=50$ MPa).....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classe de resistência de concretos estruturais. (ABNT NBR 8953:2015)	26
Tabela 2.2 - Classe de Agressividade Ambiental - CAA. (ABNT NBR 6118:2014)	27
Tabela 2.3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. (ABNT NBR 6118:2014)	27
Tabela 2.4 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal o concreto. (ABNT NBR 6118:2014)	28
Tabela 2.5 - Coeficiente de ponderação γ_f . (ABNT NBR 6118:2014)	33
Tabela 2.6 - Fatores de combinação para ELU (ψ_0) e ELS (ψ_1 e ψ_2). (ABNT NBR 6118:2014) ...	33
Tabela 2.7 - Combinações últimas de ações. (ABNT NBR 6118:2014)	34
Tabela 2.8 - Combinações de serviço de ações. (ABNT NBR 6118:2014)	34
Tabela 2.9 - Valores limites para abertura de fissuras. (adaptado de ABNT NBR 6118:2014)	39
Tabela 4.1 - Valores de Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha.....	63
Tabela 4.2 - Valores alvo para o índice de confiabilidade β (e probabilidade de falhas associadas) para um período de referência de um ano e no estado-limite último. (JCSS, 2001).....	64
Tabela 4.3 - Variáveis aleatórias.....	71
Tabela 4.4 - Dados de entrada - variáveis aleatórias.....	72
Tabela 4.5 - Dados de entrada - variáveis determinadas.....	72
Tabela 4.6 - Aproximação inicial ao ponto de falha, média e desvio padrão normal equivalente e variável reduzida.	72
Tabela 4.7 - Valores referentes ao ponto de falha	73
Tabela 5.1 - Valores referentes ao dimensionamento das vigas no ELU	76
Tabela 5.2 - Resultados para índice de confiabilidade de vigas.....	78
Tabela 5.3 - Resultados para índice de confiabilidade de vigas - continuação	79

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSULAS

- A_s - área da seção transversal da armadura inferior [cm²]
 A'_s - área da seção transversal da armadura superior [cm²]
 $A_{s,min}$ - área mínima da seção transversal da armadura [cm²]
 A_{sw} - área da seção transversal dos estribos [cm²]
 $A_{sw,min}$ - área mínima da seção transversal dos estribos [cm²]
 E_c - módulo de deformação longitudinal tangente do concreto [kN/cm²]
 E_s - módulo de deformação longitudinal tangente do aço [kN/cm²]
 E_{cs} - módulo de deformação longitudinal secante do concreto [kN/cm²]
 E_s - módulo de elasticidade do aço [kN/cm²]
 F_k - força característica [kN]
 F_d - força de cálculo [kN]
 M - momento fletor, função de estado limite [kN.m]
 M_k - momento fletor característico [kN.m]
 M_d - momento fletor solicitante de cálculo [kN.m]
 M_R - momento fletor resistente [kN.m]
 M_S - momento fletor solicitante [kN.m]
 M_g - momento fletor devido à carga permanente [kN.m]
 M_q - momento fletor devido à carga variável [kN.m]
 P_f - probabilidade de falha
 R - resistência ou carga de ruptura da estrutura [kN]
 R_{cc} - resultante de compressão do concreto [kN]
 R_{st} - resultante de tração do aço [kN]
 S - ação ou solicitação atuante

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

- b - largura da seção transversal retangular [cm]
 b_w - largura útil da seção transversal da peça [cm]
 d - altura útil da seção transversal [cm]
 d' - distância do centro de gravidade da armadura de tração à fibra mais tracionada [cm]

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto [kN/cm²]
 f_{cm} – resistência média à compressão do concreto [kN/cm²]
 f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto [kN/cm²]
 f_{ct} – resistência à tração direta do concreto [kN/cm²]
 f_{ctm} – resistência média à tração direta do concreto [kN/cm²]
 $f_{ctk,inf}$ – resistência característica à tração direta do concreto para o quantil de 5% [kN/cm²]
 $f_{ctk,sup}$ – resistência característica à tração direta do concreto para o quantil de 95% [kN/cm²]
 $f_X(x)$ – função de densidade de probabilidade da variável aleatória X
 f_y – resistência ao escoamento do aço da armadura [kN/cm²]
 f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura [kN/cm²]
 f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço da armadura [kN/cm²]
 g – carga distribuída permanente [kN/m]
 g_k – valor característico da carga permanente [kN/m]
 h – altura total da seção transversal [cm]
 l – vão de cálculo da viga [cm]
 q – carga distribuída variável [kN/m]
 q_k – valor característico da carga distribuída variável [kN/m]
 x – valor assumido por uma variável aleatória, posição da linha neutra [cm]
 x_i^* – ponto de falha sobre a superfície de ruptura
 w_k – abertura característica de fissuras na superfície do concreto [mm]

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ – incremento
 Σ – somatório

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α_c – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão
 α_E – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
 β – índice de confiabilidade,
 γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto
 γ_s – coeficiente de ponderação da tensão de escoamento do aço
 γ_f – coeficiente de ponderação dos carregamentos
 ξ – profundidade relativa da linha neutra

ξ_{lim} - profundidade relativa limite da linha neutral
 ε - deformação específica axial [%]
 ε_c - deformação específica do concreto [%]
 ε_{cu} - deformação última para o concreto comprimido [%]
 ε_s - deformação específica do aço [%]
 ϕ - diâmetro da barra [mm]
 μ - média de uma variável aleatória, momento fletor reduzido adimensional
 μ_{lim} - momento fletor reduzido limite
 ρ - taxa geométrica de armadura longitudinal de vigas [%]
 ρ_{min} - taxa geométrica de armadura longitudinal de vigas [%]
 ρ_w - taxa geométrica de armadura transversal (estribos) em vigas [%]
 $\rho_{w,min}$ - taxa geométrica de armadura transversal (estribos) em vigas [%]
 σ_c - tensão de compressão do concreto [kN/cm²]
 σ_{cd} - tensão de compressão solicitante do concreto [kN/cm²]
 σ_{ct} - tensão à tração do concreto [kN/cm²]
 σ_X - desvio padrão de uma variável aleatória
 σ_X^2 - variância de uma variável aleatória
 σ - tensão normal [kN/cm²], desvio padrão
 σ_{lim} - tensão limite [kN/cm²]
 σ_{adm} - tensão admissível [kN/cm²]
 τ_d - tensão de cisalhamento para cálculo da armadura transversal [kN/cm²]
 τ_{wd} - tensão de cisalhamento de cálculo, por força cortante [kN/cm²]
 τ_{wu} - tensão de cisalhamento limite, por força cortante [kN/cm²]
 ψ_0 - fator de redução para combinações normais
 ψ_1 - fator de redução para combinação frequente de ações para o Estado Limite de Serviços
 ψ_2 - fator de redução para combinação quase permanente de ações para o Estado Limite de Serviços

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

FORM – Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

NBR – Norma Brasileira

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

ELS-DEF – Estado Limite de Serviços para deformações excessivas

ELS-W – Estado Limite de Serviço para abertura de fissuras

JCSS – *Joint Committee on Structural Safety*

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

Os portos apresentam uma grande importância estratégica para um país e o desenvolvimento de uma região está diretamente ligado ao desempenho de um porto, uma vez que servem de interface entre o transporte terrestre e aquático, atraindo assim um grande número de investimentos.

Como porta de entrada e saída de pessoas e mercadorias, os portos necessitam disponibilizar uma estrutura capaz de absorver a demanda do mercado, de modo que suas atividades garantam eficiência nos processos de carga e descarga de mercadorias, mas também possibilitem o armazenamento destas pelo período que for necessário.

Em portos cuja atividade principal é o transporte de cargas, geralmente há instalado em sua área retro portuária uma grande quantidade de fábricas dos mais variados segmentos. Assim é fundamental a existência de estruturas portuárias capazes de garantir a eficiência e eficácia dos processos logísticos envolvidos. Por serem estruturas de grande porte e que recebem carregamentos elevados, essas estruturas são geralmente construídas em concreto armado ou concreto protendido, devido seu custo reduzido tanto de construção como de manutenção.

O concreto armado apesar de amplamente conhecido e estudado, apresenta em sua composição materiais que podem conferir diferentes propriedades à estrutura, sejam elas pelo tipo de matéria prima utilizada, por especificações de projeto ou pelo processo executivo empregado.

A exposição a diversos fatores climáticos, um ambiente quimicamente agressivo e a ação de grandes carregamentos, demanda que as estruturas portuárias tenham, além de um projeto bem elaborado, um rigoroso controle em sua execução. É fato que o custo de uma estrutura está diretamente ligado ao seu custo de execução o que consequentemente está ligado ao seu desempenho, assim é possível dizer que o custo de execução de uma estrutura com 99% de segurança é mais elevado que uma estrutura com 95%, devendo ser verificada essa relação entre segurança e custo.

Por estar em um ambiente de alta agressividade ambiental e estando sujeitas a elevados carregamentos, é necessário garantir a redução da abertura de fissuras nas estruturas portuárias de concreto, proporcionando um maior tempo de vida útil para essas estruturas.

Dentre os diferentes tipos de estruturas portuárias em concreto armado, destacam-se os galpões destinados ao armazenamento das mais diferentes mercadorias, vigas de rolamento para pórticos e guindastes rolantes, edificações destinadas a receber sedes administrativas e para guarda de equipamentos, estruturas secundárias de píeres entre outros.

A Figura 1.1 apresenta uma situação típica de um cais portuário, onde há a incidência de

diferentes carregamentos.



Figura 1.1 – Diferentes carregamentos em um cais (Fonte: 123RF, 2015).

Na Figura 1.2 é possível observar vigas transversais de um cais sob um processo de recuperação estrutural.



Figura 1.2 – Vigas transversais de um cais (Fonte: MEDINA, 2013).

Os efeitos da corrosão na armadura de uma viga de paramento são apresentados na Fig. 1.3, onde ocorreu o descolamento do concreto e redução da área transversal da armadura.

A Figura 1.4 mostra a recuperação de uma viga de paramento após um processo de corrosão da armadura, onde também é possível observar a estrutura envolvida para o serviço de recuperação.



Figura 1.3 – Corrosão da armadura de uma viga de paramento (Fonte: ALENCAR, 2010).



Figura 1.4 – Recuperação de armadura de paramento de um cais (Fonte: ALENCAR, 2010).

Logo as estruturas de concreto armado estão sujeitas a diferentes solicitações ao longo de sua vida útil e, por se tratarem de um sistema com probabilidades de falha, deve-se quantificar essas

incertezas para que seja possível estipular o seu grau de segurança. Para Veiga (2008), a análise de confiabilidade relaciona as várias incertezas que envolvem um projeto de engenharia, as quais surgem de uma aleatoriedade dos parâmetros que envolvem o problema, como a escolha do modelo estrutural, os parâmetros físicos, variações decorrentes da ação do homem, etc.

1.2. Justificativa

O presente trabalho se justifica pela relação entre o valor agregado que as estruturas portuárias apresentam para todo o setor produtivo nacional e as incertezas associadas ao projeto de estruturas de concreto armado segundo a metodologia proposta pelas normas brasileiras.

O grande investimento necessário à execução de estruturas portuárias está associado à natureza de operações que ali se estabelecem, e que por consequência necessita que essas estruturas se mantenham íntegras por toda a vida útil para a qual foram projetadas.

As normas brasileiras para projetos de estruturas de concreto armado baseiam-se no método dos estados limites, os quais utilizam coeficientes parciais de segurança como princípio de segurança adequada, no entanto incertezas inerentes às resistências dos materiais e às ações incidentes nas estruturas devem ser levadas em consideração no projeto.

A segurança das estruturas projetadas com as normas nacionais deve ser questionada principalmente para situações em que a probabilidade de ocorrência de eventos fora do esperado pode ser mais alta, como o caso de obras portuárias.

Sendo reconhecido o fato de que a segurança de uma estrutura deve ser avaliada de forma probabilística, este trabalho avalia os coeficientes parciais de segurança recomendados pelas normas brasileiras buscando contribuir para o entendimento da confiabilidade na segurança de estruturas portuárias de concreto armado.

1.3. Estado da Arte

Com o surgimento da Revolução Industrial, a demanda por obras civis aumentou, forçando o surgimento de novas tecnologias para projeto e execução de obras, a partir daí teorias de segurança estrutural foram surgindo, como o Método das Tensões Admissíveis, dando origem ao coeficiente de segurança.

O atual modelo de segurança estrutural sugere o uso de uma teoria semi-probabilística de segurança, estando em um meio termo entre o ideal proposto pela Teoria Probabilística Pura e o já ultrapassado Método das Tensões Admissíveis.

Segundo Gomes e Awruch (2001), o termo confiabilidade estrutural é geralmente empregado para designar a medida de segurança de determinado sistema estrutural frente a um determinado desempenho esperado. A confiabilidade também pode ser entendida como o complemento da

probabilidade de falha, isto é, a propensão de determinado sistema em violar um estado limite por falha ou não atendimento do desempenho esperado.

Os princípios fundamentais e os principais métodos de solução de problemas de confiabilidade do projeto de estruturas encontram-se nos livros, já clássicos, de Ang e Tang (1990), Melchers (1999) e Ditlevsen e Madsen (1996). Mais recentemente tem-se os livros de Haldar e Mahadevan (2000); Ayyub e McCuen (2011), Nowak e Collins (2012) e o de El-Reedy (2013).

A partir do ano 2000, houve uma série de publicações que trouxeram contribuições relevantes para o estudo da confiabilidade de estruturas de concreto, de forma que a aplicação dos conceitos da Teoria da Confiabilidade na determinação do nível de segurança alcançado no projeto de estruturas de concreto vem crescendo no Brasil.

Real (2000) apresentou um modelo para análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob o estado plano de tensões, através do método dos elementos finitos. Com este modelo foi possível verificar como as incertezas presentes nos principais parâmetros do comportamento de vigas e pilares afetam a variabilidade de resposta da estrutura, apresentando uma maior variabilidade para vigas na região em torno da carga de fissuração. Para as vigas com ruptura por flexão e escoamento da armadura foram obtidos elevados índices de confiabilidade. Já para os pilares, a variabilidade da resposta cresce com o aumento da carga e do comportamento não-linear do concreto comprimido. A confiabilidade obtida para os pilares foi menor que a das vigas, pois os pilares normalmente rompem por esmagamento do concreto, material de maior variabilidade que o aço.

Araújo (2001) realizou uma análise probabilística de pilares de concreto armado através do método dos elementos finitos. As propriedades do concreto foram representadas como campos aleatórios gaussianos homogêneos. A tensão de escoamento e a posição da armadura, as dimensões da seção transversal do pilar e carga axial foram consideradas como variáveis aleatórias. O método de Monte Carlo foi utilizado para obter os valores esperados e desvios-padrão da carga de ruptura. O método de coeficientes de segurança parciais foi utilizado para o projeto dos pilares e a segurança estrutural foi avaliada por meio do índice de confiabilidade, o que foi obtido por meio de simulações. Os efeitos dos principais parâmetros sobre o índice de confiabilidade foram investigados. Mostrou-se que o comprimento de correlação dos campos aleatórios para propriedades do concreto pode ter um efeito significativo sobre a confiabilidade. Concluiu afirmando que procedimentos simplificados, que não consideram as variações espaciais das propriedades do concreto são impróprios para análise de segurança.

Real e Araújo (2002) apresentaram um estudo sobre a confiabilidade do projeto de vigas segundo a norma NBR 6118:2003, onde concluíram que o projeto usual das vigas de concreto

armado leva a diferentes níveis de segurança quanto aos estados limites de utilização. Em geral, a confiabilidade relativa ao estado limite de fissuração inaceitável é bastante alta, não sendo este um estado limite determinante para o projeto. Por outro lado, a confiabilidade referente ao estado limite de deformações excessivas é a mais baixa. Isto ocorre porque, em todos os exemplos estudados, o fator determinante para a escolha da altura da seção transversal das vigas foi a verificação da flecha.

Em 2003, Nowak e Szerszen (NOWAK e SZERSZEN, 2003; SZERSZEN e NOWAK, 2003) apresentaram a calibração da norma americana de projeto de estruturas de concreto ACI-318 em dois trabalhos. No primeiro artigo, o foco foi centrado no desenvolvimento de modelos de capacidade resistente. O segundo trabalho tratou da análise de confiabilidade e seleção de fatores de resistência. Os tipos estruturais considerados neste estudo incluíram vigas, lajes e pilares. A análise foi realizada para elementos de concreto armado e protendido. Uma ampla gama de materiais foi coberta: concreto comum, de alta resistência, concreto leve, barras de armadura, e dois tipos de cabos de protensão. A análise de confiabilidade requer o conhecimento dos parâmetros estatísticos para carga e resistência. Modelos de resistência encontram-se descritos no primeiro artigo (NOWAK e SZERSZEN, 2003). Além dos parâmetros de materiais determinados com base nos novos resultados de ensaios, os parâmetros utilizados em estudos anteriores (1970) foram considerados. Os modelos de carregamento foram baseados nos dados disponíveis na literatura. Índices de confiabilidade foram calculados usando várias combinações de carga: a combinação de base de carga permanente e carga variável, e outras combinações com neve, vento e terremotos para os dois modelos de resistência considerados (banco de dados mais velho e base de dados de materiais atualizada). Os valores resultantes do índice de confiabilidade calculados para a antiga base de dados e modelos de carga de anteriores, e potenciais consequências de falha, serviram de base para a seleção do índice de confiabilidade alvo. Para cada tipo de elemento estrutural e cada combinação de carga, vários valores possíveis do fator de redução de resistência foram considerados (arredondado para o mais próximo de 0,05). Os valores recomendados proporcionaram um ajuste aproximado aos níveis de confiabilidade alvo.

Szerszen *et al.* (2005) realizaram uma análise de confiabilidade de pilares de concreto armado carregados de forma excêntrica, com base nas estatísticas atualizadas para as propriedades dos materiais constituintes. Os parâmetros estatísticos de resistência foram calculados utilizando simulações de Monte Carlo. Análises de sensibilidade foram realizadas para determinar os parâmetros de projeto que têm maior influência sobre o índice de confiabilidade. O fator de redução de resistência necessário foi calculado para um índice de confiabilidade alvo pré-determinado para atingir o nível aceitável de segurança estrutural. O fator de redução de resistência para os pilares de concreto armado foi proposto em um formato conveniente para procedimentos de projeto,

dependendo da deformação no aço e da taxa de armadura.

Diniz (2006) apresentou um estudo sobre a confiabilidade estrutural e a evolução das normas técnicas, destacando a importância da Teoria da Confiabilidade para a garantia e verificação do nível de segurança das normas de projeto estrutural.

Silva *et al.* (2008) estudaram a confiabilidade de tubos de concreto armado com relação ao estado limite de abertura de fissuras. O estudo mostra que as formulações da NBR 6118:2003 levam a valores não uniformes para o índice de confiabilidade, para um mesmo fator de segurança. Isto significa que o coeficiente de segurança unitário especificado em norma para o estado limite de fissuração não reflete a incerteza nos parâmetros de resistência do tubo.

Santiago e Beck (2011) avaliaram a influência da não-conformidade da resistência à compressão do concreto na confiabilidade de pilares curtos de concreto armado. Uma consequência da não-conformidade dos concretos é que a equação teórica de norma, que relaciona a resistência média com o valor característico especificado em projeto, não pode ser utilizada na análise de confiabilidade. Utilizando uma equação equivalente, determinada a partir dos resultados experimentais, verificou-se uma redução significativa da confiabilidade dos pilares curtos em função da não-conformidade dos concretos. Estes resultados reforçam a necessidade de um controle rigoroso no recebimento do concreto, bem como na aplicação das medidas de mitigação no caso dos concretos não-conformes.

Ribeiro e Diniz (2013) apresentaram uma contribuição para o desenvolvimento de recomendações de projeto semiprobabilísticas para vigas de concreto armadas com PRF. Para este fim, os níveis de segurança implícitos nas recomendações de projeto de 81 vigas de concreto reforçadas com PRF projetados de acordo com a norma ACI-440 (2006) foram avaliados. Simulações de Monte Carlo foram utilizadas no cálculo da probabilidade de falha das vigas projetadas no que se refere à resistência à flexão. Especial atenção foi dada ao processo determinístico para o cálculo da resistência de vigas de concreto armadas com PRF. Foram discutidos os efeitos de vários parâmetros nos níveis de confiabilidade implícitos.

Liberati *et al.* (2014) analisaram a influência da corrosão da armadura na capacidade resistente à flexão de vigas de concreto armado empregando a Teoria da Confiabilidade. Neste trabalho, os procedimentos descritos pela ABNT NBR-6118:2003 para o dimensionamento de vigas em concreto armado foram avaliados por meio de análises probabilísticas. O tempo de início da corrosão das armaduras via penetração de íons cloreto também foi analisado a partir do cálculo de probabilidades de ocorrência desse estado limite. Por fim, as leis de Fick e Faraday foram utilizadas para a análise da perda de seção transversal de armaduras do elemento estrutural em estudo, submetido à penetração de íons cloreto ao longo do tempo. Para a determinação das probabilidades

de falha, o método de simulação de Monte Carlo foi utilizado. São apresentados alguns exemplos que mostram a direta influência da relação água/cimento e do ambiente agressivo ao qual o elemento estrutural está inserido na avaliação final probabilidade de falha.

Santos *et al.* (2014) investigaram a segurança de elementos estruturais submetidos à flexão simples, em concreto armado, em aço e em material misto, e dimensionados segundo as normas brasileiras. Este estudo permitiu comparar a segurança relativa das vigas, mostrando que a confiabilidade dos elementos em concreto foi satisfatória. No entanto as vigas metálicas se apresentaram abaixo dos limites estabelecidos por normas internacionais.

Dentro de um contexto portuário, onde ocorre a atuação de uma grande variação dos parâmetros envolvidos no projeto de estruturas, é necessário desenvolver estudos que permitam estabelecer critérios de projeto os quais atentem aos índices de confiabilidade satisfatórios.

Assim alguns estudos vêm sendo apresentados como forma de ampliar as metodologias aplicadas à confiabilidade de estruturas portuárias localizadas em ambientes marítimos.

Paliga *et al* (2008) estudaram a confiabilidade de vigas de concreto armado, deterioradas pela agressividade de ambiente marítimo e reforçadas com polímeros de fibra de carbono, através do Método de Monte Carlo. Verificou-se que a confiabilidade de vigas deterioradas pode chegar a níveis inaceitáveis, sendo que o projeto de recuperação pode fazer com que a confiabilidade se iguale ou se eleve em relação a vigas em situação de não deterioração.

Rocha (2014) utilizou o Método FORM para avaliar projetos de vigas portuárias em concreto protendido de acordo com as especificações da NBR 6118:2014 e verificou que a maior variação do índice de confiabilidade ocorreu frente à relação entre a carga permanente e carga total.

Bianco (2015) comparou a norma brasileira de projetos portuários com as normas americanas e britânicas, com ênfase nos critérios de projeto para cargas permanentes, sobrecargas, cargas móveis, ações ambientais, de atracação e de amarração. A comparação evidenciou que a norma brasileira utiliza valores de cargas e sobrecargas desatualizados e métodos simples para o cálculo de ações ambientais, de atracação e amarração.

1.4. Objetivos

Este trabalho tem por objetivo estudar a confiabilidade estrutural no projeto de vigas portuárias de concreto armado levando em consideração as prescrições da NBR 6118:2014. Será considerado o desempenho de vigas sob a atuação de carregamentos pesados no ambiente agressivo de zonas portuárias.

A verificação da confiabilidade estrutural dos projetos se dará através da avaliação da probabilidade de falha segundo o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM – *First*

Order Reliability Method), o qual será aplicado para a verificação do estado limite último de flexão para vigas com e sem redução na área efetiva de aço da armadura de tração por corrosão.

Com vista a alcançar o proposto acima, são traçados os seguintes objetivos específicos para o trabalho:

- Verificar a capacidade resistente de vigas de concreto armado;
- Avaliar o índice de confiabilidade β ;
- Verificar o efeito da corrosão da armadura tracionada através do índice de confiabilidade da estrutura.

1.5. Organização do trabalho

Organizado em seis capítulos, este trabalho apresenta um estudo realizado sobre a confiabilidade de vigas de concreto armado em ambiente portuário. Neste capítulo são apresentadas as considerações iniciais sobre o tema, onde é, destacando a importância do estudo de confiabilidade para estruturas dessa natureza, exposta a justificativa para elaboração do estudo, feita uma breve revisão bibliográfica sobre o atual estado da arte e apresentados os objetivos que se pretende alcançar ao término do trabalho.

No capítulo 2 são apresentadas as orientações normativas para o projeto de vigas de concreto armado conforme a NBR 6118:2014, focando nas características geométricas, materiais, tipos de carregamentos, dimensionamentos e disposições construtivas.

O capítulo 3 demonstra a metodologia de verificação da capacidade resistente das vigas de concreto armado no estado limite último de flexão.

Os conceitos e métodos de análise da confiabilidade estrutural são apresentados no capítulo 4, assim como a definição do índice de confiabilidade, índice de confiabilidade alvo e de variáveis aleatórias. Aqui é demonstrada a metodologia para determinação do índice de confiabilidade β e apresentada uma validação através do Método de Monte Carlo.

O capítulo 5 destina-se a aplicações e apresentação dos resultados obtidos para as 36 vigas estudadas de acordo com a variação de seus parâmetros.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e discussões sobre os resultados obtidos e feitas sugestões para trabalhos futuros.

2. PROJETO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A concepção de um projeto estrutural deve buscar atender dentro do modelo proposto, a adequação da geometria de seus elementos e a especificação dos materiais a serem utilizados, bem como garantir a correta verificação quanto ao funcionamento da estrutura ao longo de sua vida útil.

A NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas preconiza a verificação das estruturas através de métodos semi-probabilísticos referenciados a estados limites, sendo os estados limites de uma estrutura aqueles a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado para a finalidade que foi projetada.

Para o projeto de vigas de concreto armado, são seguidas as prescrições contidas na NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto, as quais apresentam as verificações necessárias que devem ser feitas para garantir os requisitos mínimos de sua capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

Para Araújo (2014) quando algum requisito de resistência ou desempenho não é atendido, considera-se que a estrutura alcançou um estado limite, ou seja, a durabilidade da estrutura deixa de ser atendida quanto a deterioração de seus componentes, geralmente ocasionada por falhas na execução e/ou projeto. No entanto podem ocorrer por diferentes mecanismos, sejam eles de natureza física, química ou biológica, combinados ou não, acelerando o processo de degradação.

Segundo Araújo (2014) dentre os principais fatores de deterioração do concreto armado é possível citar a expansão térmica e retração, desgaste mecânico, reações expansivas, carbonatação, ação de cloretos e corrosão das armaduras, sendo este último, muitas vezes, o primeiro sintoma visível de degradação.

Para garantir a segurança estrutural de um projeto são adotados coeficientes de ponderação, os quais majoram efeitos de carregamentos e minoram as capacidades resistentes dos materiais empregados, sendo assim denominado método dos coeficientes parciais de segurança. Por levar em consideração características probabilísticas, os valores atribuídos às variáveis são conhecidos por meio de distribuições de probabilidade, sendo essas variáveis aleatórias.

Por outro lado, são feitas considerações determinísticas quanto à resistência do material, vinculação da estrutura, posição de carregamentos e geometrias atribuídas, mesmo que essas considerações possam não se confirmar.

Por tratar variáveis com características probabilísticas e outras determinísticas, o método de análise estrutural aplicado é considerado semiprobabilístico.

Segundo Araújo (2014) a adoção do método dos coeficientes parciais de segurança, apesar de conveniente, não é suficiente para determinar o nível de segurança de um projeto, visto que esse

depende do comportamento da estrutura diante de diferentes ações interdependentes e aleatórias.

2.1. Estados limites

O projeto de estruturas de concreto armado deve respeitar as condições expostas pelos estados limites de desempenho, os quais definem a impropriedade para o uso da estrutura seja por razões de segurança, funcionalidade, desempenho ou interrupção de funcionamento por ruína de um ou mais de seus elementos, sendo eles:

- Estado Limite Último – ELU (ou de ruína): Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. (NBR 6118:2014).

A estrutura de concreto deve ser verificada quanto à sua perda de equilíbrio como corpo rígido, esgotamento da capacidade resistente da estrutura em seu todo ou em parte, solicitações dinâmicas, colapsos progressivos e eventos especiais que possam vir a ocorrer.

Assim, uma vez atingido o ELU, indica-se que houve o esgotamento da capacidade da estrutura de resistir ao que foi projetada e sua posterior utilização deverá ser precedida de obras de reparo, reforço ou mesmo substituição da estrutura.

- Estado Limite de Serviço – ELS (ou de utilização): Estado limite relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas. (NBR 6118:2014). Pode ser representado por deformações excessivas (ELS-DEF) ou nível de abertura de fissuras (ELS-W) que comprometa sua durabilidade, bem como a ocorrência de vibrações indesejáveis.

O ELS em uma estrutura pode exigir, dependendo do tipo de estrutura, uma análise de diferentes situações, como fissurações excessivas, deslocamentos (flechas) ou deformações e vibrações que venham a causar desconforto, alarme ou perda de funcionalidade.

2.2. Geometria

Para demonstrar o dimensionamento de uma viga de concreto armado submetida à flexão no estado limite último, assume-se a seguinte configuração genérica conforme apresentado na Fig. 2.1:

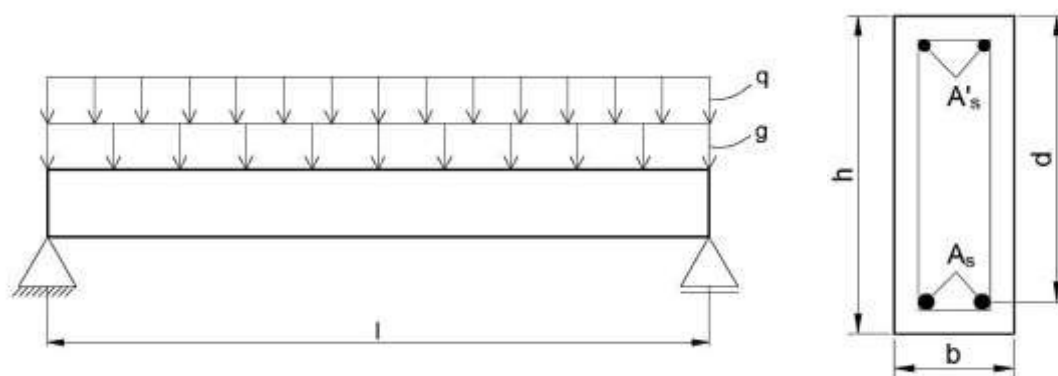


Figura 2.1 – Viga biapoiada de seção retangular.

Para a viga demonstrada na Fig. 2.1, tem-se uma seção retangular genérica cuja altura (h) e largura (b), com uma armadura inferior e uma superior, cujas áreas são respectivamente A_s e A'_s . A distância do centro de gravidade da armadura inferior até fibra mais comprimida é d . A viga é biapoiada, com vão de cálculo (l), carregamento linear distribuído permanente (g) e variável (q).

2.3. Materiais

2.3.1. Concreto

Segundo a NBR 8953:2015 os concretos para fins estruturais são classificados nos grupos I e II, conforme a resistência característica à compressão f_{ck} , sendo a classificação dada conforme a Tab. 2.1.

Tabela 2.1 – Classe de resistência de concretos estruturais (ABNT NBR 8953:2015).

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Tendo em vista a necessidade de garantir a durabilidade das estruturas ao longo de sua vida útil e levando em consideração que o ambiente portuário apresenta condições físicas e químicas que atuam diretamente sobre as estruturas de concreto, a NBR 6118:2014 estabelece condições de

qualidade do concreto que devem ser atendidas para garantir a sua durabilidade de acordo com a classe de agressividade ambiental (CAA) em que a estrutura se encontra. A NBR 6118:2014 classifica os ambientes quanto a agressividade às estrutura de acordo com o a Tab. 2.2:

Tabela 2.2 – Classe de Agressividade Ambiental – CAA (ABNT NBR 6118:2014).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

De acordo com a CAA em que a estrutura se enquadra são previstos os valores mínimos a serem adotados em projeto para o cobrimento nominal da armadura, bem como a relação água/cimentos da mistura e a resistência mínima do concreto, conforme apresentados nas Tabs. 2.3 e 2.4.

Tabela 2.3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto (ABNT NBR 6118:2014).

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal o concreto (ABNT NBR 6118:2014).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

A resistência de cálculo do concreto é dada dividindo-se a resistência característica por um coeficiente parcial de segurança, obtendo assim a resistência de cálculo à compressão do concreto dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

Sendo γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto igual a 1,4 para casos usuais.

A resistência do concreto sofre ainda uma redução devido ao efeito de carregamentos de longa duração (Efeito Rüsck), devendo ser considerado no dimensionamento a resistência de cálculo $\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd}$, onde $\alpha_c < 1,0$. A NBR 6118:2014 determina os seguintes valores para α_c :

$$\alpha_c = 0,85 \quad , se \ f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.2)$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \right] \quad , se \ f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.3)$$

O concreto quando submetido a tensões de certa magnitude, passa a apresentar um

comportamento não linear devido a microfissuras progressivas que ocorrem em sua microestrutura, assim o módulo de deformação longitudinal tangente E_c representa a inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama tensão-deformação do concreto. De mesma forma, tem-se o módulo secante E_{cs} que representa a reta que passa na origem e em um ponto do diagrama na ordem de $0,4f_c$, conforme apresentado na Fig. 2.2.

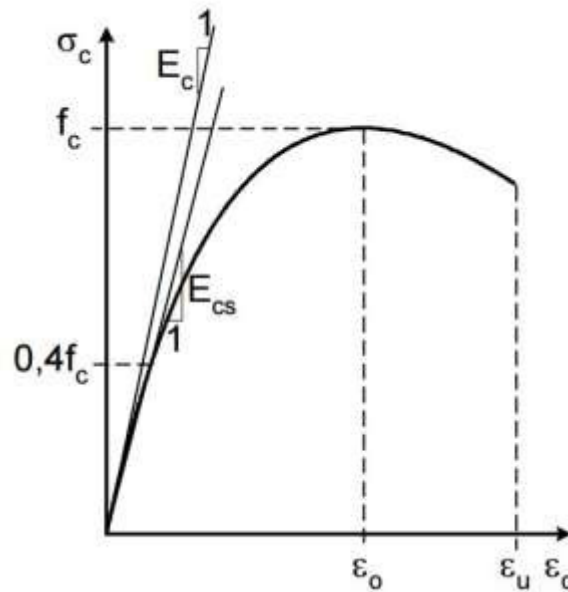


Figura 2.2 – Diagrama tensão x deformação do concreto à compressão (Fonte: ARAÚJO, 2014).

O módulo tangente E_c para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa é dado por:

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa} \quad (2.4)$$

O coeficiente α_E leva em consideração o tipo de agregado graúdo do concreto, o qual para agregados de granito apresenta o valor 1,0.

Segundo a NBR 6118:2014 na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, sendo este igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_c, \text{ MPa} \quad (2.5)$$

sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

A resistência à tração do concreto refere-se à tração axial direta f_{ct} , cuja determinação é feita em função de um valor médio f_{ctm} , que é obtido por meio das equações 2.7 e 2.8.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}, MPa \rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.7)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 f_{ck}), MPa \rightarrow f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.8)$$

Os valores característicos para a resistência à tração são $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$, os quais representam os quantis de 5% e 95%, respectivamente. Os valores característicos são dados por:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.9)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (2.10)$$

Por apresentarem pouca importância na capacidade resistente de carga da estrutura, a resistência à tração é desprezada no dimensionamento, no entanto na verificação de deformações sob cargas de serviço sua verificação se torna importante.

2.3.2. Aço

As armaduras para concreto podem ser classificadas em barras e fios conforme apresentado pela NBR 7480:2007 – Aços destinados a armaduras de concreto armado – especificações – a qual apresenta a classificação quanto ao processo de fabricação e valor característico da tensão de escoamento f_{yk} . Os aços destinados a armaduras classificam-se em:

- BARRAS são aquelas cujo diâmetro nominal ou bitola $\geq 5,0$ mm, obtidas exclusivamente por laminação a quente. São denominados aços de dureza natural de alta ductilidade, consequentemente apresentam um patamar de escoamento definido. São classificadas em aços CA-25 ($f_{yk} = 250$ MPa) e CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa).
- FIOS são produtos de diâmetro nominal $\leq 10,0$ mm, obtidos por trefilação, sendo denominados aços encruados de ductilidade normal, o que ocasiona a não definição do patamar de escoamento do aço. Classificam-se em CA-60 ($f_{yk} = 600$ MPa), sendo o valor correspondente à deformação permanente de 2%.

A Figura 2.3 apresenta os diagramas de tensão x deformação para aços com e sem patamar de escoamento definido.

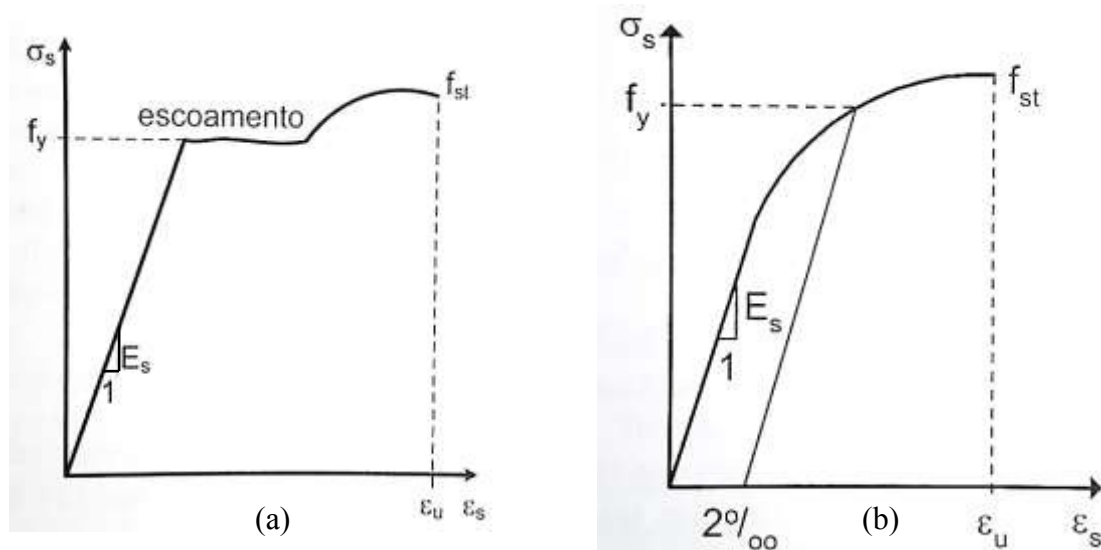


Figura 2.3 – Diagramas tensão x deformação para aço com patamar de escoamento (a) e sem patamar de escoamento (b) (Fonte: ARAÚJO, 2014).

Assim como para o concreto, a tensão característica de escoamento do aço também é reduzida por meio de um coeficiente parcial de segurança. A tensão de escoamento de cálculo dos aços f_{yd} é dada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.11)$$

onde γ_s é o coeficiente de minoração da tensão de escoamento, igual a 1,15 nos casos usuais.

A NBR 6118:2014 adota o valor do módulo de elasticidade do aço (E_s) para concreto armado igual a 210 GPa.

2.4. Carregamentos

Os carregamentos são ações responsáveis por provocarem esforços ou deformações nas estruturas, geralmente representados por uma combinação de forças que em função de sua variabilidade no tempo podem ser classificadas como permanentes, variáveis ou excepcionais.

Ações permanentes: são aquelas que apresentam valores constantes ou de pequena variabilidade durante praticamente toda a vida útil da estrutura. Podem ser consideradas como ações permanentes aquelas que crescem ao longo do tempo tendendo a um limite definido.

Ações permanentes diretas são representadas pelo peso próprio da estrutura e demais

elementos que atuam sobre a mesma (revestimentos, equipamentos fixos, empuxos de terra, etc.).

Ações permanentes indiretas podem ser representadas por recalques de apoio, retração e fluência do concreto, protensão e imperfeições da estrutura.

Ações variáveis: são aquelas que ocorrem com valores que sofrem significativas variações durante a vida útil da estrutura. Como ações variáveis tem-se as cargas acidentais que atuam de acordo com a finalidade da estrutura (cargas móveis, impacto, frenagem, aceleração, etc.), a ação do vento e/ou da água e ações oriundas do processo de construção. Por serem de ações variáveis, estas apresentam sua ocorrência de acordo com uma probabilidade, assim podem ser classificadas como ações variáveis normais ou especiais.

Ações variáveis normais apresentam probabilidades de ocorrência elevada fazendo com que as mesmas sejam obrigatoriamente consideradas no projeto.

Ações variáveis especiais são aquelas que por sua natureza podem apresentar características específicas e devem ser consideradas de acordo com cada situação.

Ações excepcionais: são aquelas que apresentam uma duração muito curta de atuação e uma probabilidade de ocorrência muito pequena, no entanto devem ser consideradas pois apresentam grande influência na estrutura (explosões, incêndios, sismos, etc.).

A especificação das ações atuantes na estrutura está apresentada no item 11 da NBR 6118:2014.

Os carregamentos aplicados às estruturas são determinados em função de combinações que tem a probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um determinado período de tempo. Essas combinações devem ser vistas de maneira a verificar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, considerando valores integrais das ações permanentes e valores reduzidos das ações variáveis ou excepcionais.

Os valores de cálculo dos carregamentos F_d são obtidos a partir dos valores característicos multiplicando-os pelos respectivos coeficientes parciais de segurança γ_f . A Tabela 2.5 relaciona o tipo de ação a ser considerada no carregamento e o coeficiente discriminado para ações permanentes (g), ações variáveis diretas (q) ou para deformações impostas (ϵ).

Tabela 2.5 – Coeficiente de ponderação γ_f (ABNT NBR 6118:2014).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.								

2.4.1. Combinações no Estado Limite Último

Por se tratarem de combinações de ações, são consideradas reduções nos valores característicos de ações que são combinadas à ação principal. No estado limite último (ELU) essa redução é dada por $\psi_0 F_k$ e leva em consideração a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais variáveis de natureza diferente. Para o estado limite de serviço (ELS) a redução é dada por $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, os quais estimam os valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal, conforme apresentado na Tab. 2.6.

Tabela 2.6 – Fatores de combinação para ELU (ψ_0) e ELS (ψ_1 e ψ_2) (ABNT NBR 6118:2014).

Ações		γ_2		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	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 ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, 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
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

A NBR 6118:2014 classifica as combinações de ações no estado limite segundo os tipos de combinações possíveis. A Tabela 2.7 apresenta as combinações últimas que são classificadas em normais, especiais ou de construção ou excepcionais, enquanto a Tab. 2.8 mostra as combinações de serviço que se classificam em quase permanentes, frequentes ou raras.

Tabela 2.7 – Combinações últimas de ações (ABNT NBR 6118:2014).

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

Tabela 2.8 – Combinações de serviço de ações (ABNT NBR 6118:2014).

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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \sum \psi_2 F_{qk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_2 F_{qk}$
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 $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + F_{q1k} + \sum \psi_1 F_{qk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

2.5. Dimensionamento à flexão

Segundo Araújo (2014) uma vez determinados os esforços solicitantes máximos para a viga, o dimensionamento das armaduras longitudinais deve ser feito através da determinação do momento fletor reduzido (μ).

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}} = \frac{\gamma_f M_k}{bd^2(\alpha_c f_{cd})} \quad (2.12)$$

O momento fletor reduzido (μ) é comparado com o momento limite reduzido (μ_{lim}), representado de forma adimensional, o momento limite para a seção conservando a ductilidade da viga e evitando uma ruptura frágil. Os valores de μ_{lim} dependem do tipo de concreto utilizado, visto que:

$$\mu_{lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad (2.13)$$

onde ξ_{lim} representa a profundidade relativa limite da linha neutra da viga, dada por:

$$\xi_{lim} = 0,45, \quad se \ f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

$$\xi_{lim} = 0,35, \quad se \ f_{ck} > 35 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

A comparação entre os momentos reduzidos permite verificar se o dimensionamento da viga deve ser feito com armadura simples ou com armadura dupla, de modo que:

$$\mu \leq \mu_{lim} \rightarrow \text{armadura simples} \rightarrow A'_s = 0 \quad (2.16)$$

$$\mu \geq \mu_{lim} \rightarrow \text{armadura dupla} \rightarrow A'_s \neq 0 \quad (2.17)$$

Através do equilíbrio de momentos e de forças na seção transversal da viga é possível obter duas equações e duas incógnitas, as quais permitem determinar a área de aço necessária para suportar o carregamento aplicado. Foram realizadas algumas simplificações de cálculo omitidas neste trabalho, as quais permitem obter as seguintes equações para o dimensionamento com armadura simples:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} \quad (2.18)$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.19)$$

No caso do dimensionamento com armadura dupla, as áreas de aço necessárias são dadas por:

$$A_s = \left(\lambda \xi_{lim} + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) \cdot \frac{b d \sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.20)$$

$$A'_s = \frac{(\mu - \mu_{lim}) b d \sigma_{cd}}{(1 - \delta) \sigma'_{sd}} \quad (2.21)$$

Sendo

$$\sigma'_{sd} = E_s \varepsilon'_s \quad (2.22)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_u \left(\frac{\xi_{lim} - \delta}{\xi_{lim}} \right) \quad ; \quad \delta = \frac{d'}{d} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_u(\text{‰}) = 3,5 \quad , \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.24)$$

$$\varepsilon_u(\text{‰}) = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad , \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.25)$$

Além do dimensionamento da seção transversal da viga no estado limite último, deve-se especificar uma área mínima da armadura tracionada. Essa área mínima serve para evitar que ocorra a ruptura brusca da seção quando o concreto entra no estado fissurado, devendo esta ser suficiente para absorver o momento de fissuração.

A área de mínima de armadura ($A_{s,min}$) é dada pela Eq. (2.26), sendo a taxa de armadura mínima (ρ_{min}) conforme as Eqs. (2.27) e (2.28).

$$A_{s,min} = \rho_{min} b h \quad (2.26)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,078 f_{ck}^{2/3}}{f_{yd}} \quad , \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.27)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,5512 \cdot \ln(1 + 0,11f_{ck})}{f_{yd}}, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.28)$$

2.6. Dimensionamento ao esforço cortante

O dimensionamento ao esforço cortante segundo a NBR 6118:2014 é aplicável a peças lineares e cuja seção transversal presente largura útil (b_w) menor que cinco vezes a sua altura útil (d) e visa garantir a limitação da tensão de compressão inclinada no concreto. Para evitar o esmagamento das bielas de compressão (compressão inclinada) é imposta a seguinte restrição:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \quad (2.29)$$

onde a tensão convencional de cisalhamento τ_{wd} é dada por:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} \quad (2.30)$$

e a tensão limite τ_{wu} por:

$$\tau_{wu} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (2.31)$$

Onde

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.32)$$

Caso não seja verificada a Eq. (2.29), devem ser alteradas as dimensões da seção transversal da viga. Caso contrário, a armadura transversal pode ser dimensionada considerando a tensão de cálculo (τ_d):

$$\tau_d = 1,11(\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0 \quad (2.33)$$

onde τ_c depende da resistência à tração de cálculo do concreto é dada por:

$$\tau_c = 0,09(f_{ck})^{2/3}, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.34)$$

$$\tau_c = 0,636 \cdot \ln(1 + 0,11f_{ck}), \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.35)$$

Para estribos verticais a área da armadura necessária é:

$$A_{sw} = 100b_w \frac{\tau_d}{f_{yd}}, [\text{cm}^2] \quad (2.36)$$

Assim como para o dimensionamento à flexão, deve ser considerada uma área mínima de armadura transversal, sendo esta para estribos verticais:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} 100b_w, [\text{cm}^2] \quad (2.37)$$

onde a taxa de armadura transversal mínima ($\rho_{w,min}$) é:

$$\rho_{w,min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} \quad (2.38)$$

2.7. Verificação quanto a deformações excessivas (flechas)

A verificação de deformações excessivas em estruturas de concreto armado visam manter, ao longo de sua vida útil, condições que permitam o bom funcionamento da mesma sem que apresente deslocamentos que possam causar desconforto aos usuários ou que venham a alterar a configuração original. Para Araújo (2014) a estrutura deve ser suficientemente rígida para que suas deformações, sob a ação de cargas de serviço, não causem danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetem o seu uso ou a sua aparência, nem cause desconforto aos usuários.

Os valores limites para deformações em estruturas de concreto armado é estabelecida pela NBR 6118:2014 que apresenta diferentes valores em função da razão da limitação. Na prática, o deslocamento limite para vigas biapoiadas é limitado em $l/250$ e para vigas em balanço em $l/125$.

2.8. Verificação quanto à abertura de fissuras

Segundo Araújo (2014) no dimensionamento de estruturas de concreto armado, a ocorrência de fissuração do concreto pode ser considerada inevitável devido à baixa resistência do concreto à tração, no entanto a abertura de fissuras deve ser tal que não comprometa a durabilidade nem a aparência da estrutura. Para que a fissuração do concreto seja controlada, a NBR 6118:2014 apresenta limites para a abertura de fissuras os quais estão ligados à Classe de Agressividade Ambiental (CAA) da estrutura, conforme apresentado na Tab. 2.9.

Tabela 2.9 – Valores limites para abertura de fissuras (adaptado de ABNT NBR 6118:2014).

Tipo de concreto estrutural	Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto Armado	CAA I	$w_k \leq 0,4 \text{ mm}$	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	$w_k \leq 0,3 \text{ mm}$	
	CAA IV	$w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	

3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

3.1. Análise de tensões

Estádio I: Elástico linear (peça não fissurada)

Corresponde ao início do carregamento, a carga que provoca o começo da fissuração (Estádio Ia). É verificado o comportamento elástico-linear dos materiais, onde na zona tracionada a tensão máxima de tração (σ_t) é inferior à resistência característica à tração do concreto (f_{ct}) e na zona comprimida (σ_c) está longe de atingir a resistência característica à compressão do concreto (f_c), conforme pode ser observado na Fig. 3.1.

Quando da iminência do surgimento de fissuras no concreto, este está prestes a esgotar sua capacidade resistente à tração. A partir deste estágio, o concreto sofre plastificação na zona de tração, deixando de responder linearmente na região tracionada.

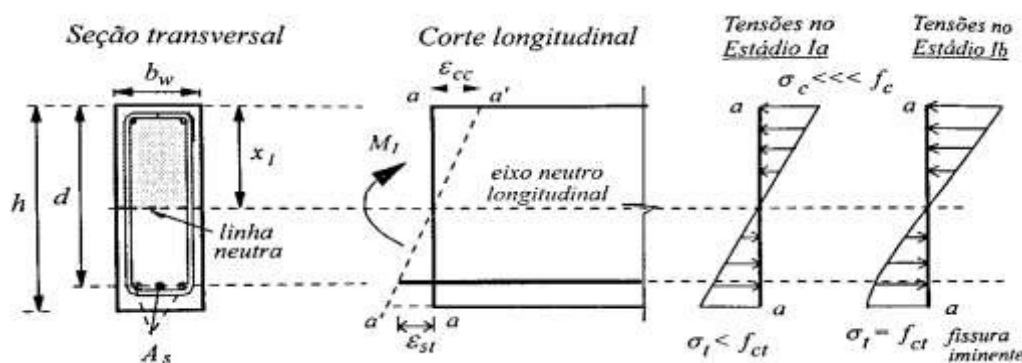


Figura 3.1 – Estádio I de seção retangular sob flexão (Fonte: CLÍMACO, 2008).

Estádio II: Seção fissurada

Corresponde à fase de carregamento em que o concreto esgota sua resistência à tração, passando as tensões normais de tração a serem absorvidas apenas pela armadura longitudinal. Neste estágio, o momento resistente da seção é absorvido pelo binário formado pela resultante de compressão do concreto (R_{cc}) e de tração do aço (R_{st}). Os materiais continuam no regime elástico, porém a tensão de tração antes resistida pelo concreto é absorvida pelo aço, conforme Fig. 3.2.

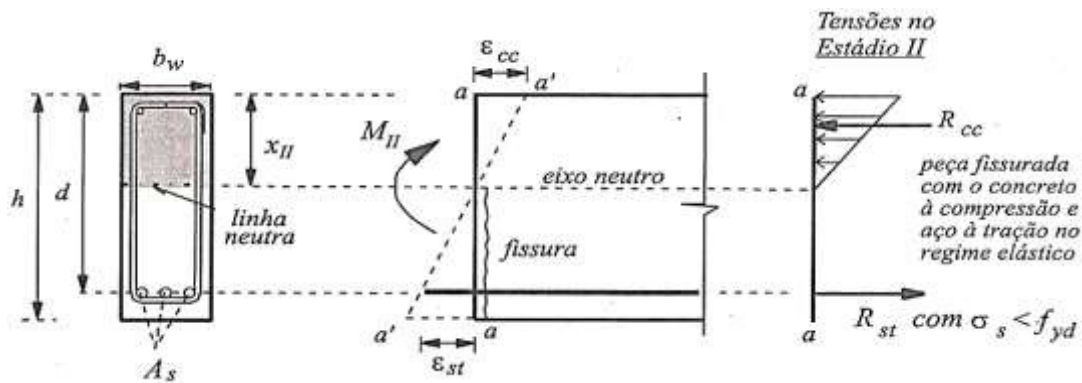


Figura 3.2 – Estádio II de seção retangular sob flexão (Fonte: CLÍMACO, 2008).

Estádio III: Regime de ruptura

Corresponde à fase de colapso dos materiais, onde as armaduras atingem os respectivos limites de escoamento, atingindo o estado limite último. O dimensionamento de uma peça à flexão no estado limite último significa estabelecer uma margem adequada de segurança para que a viga não atinja esse estágio, assim como apresentado na Fig. 3.3.

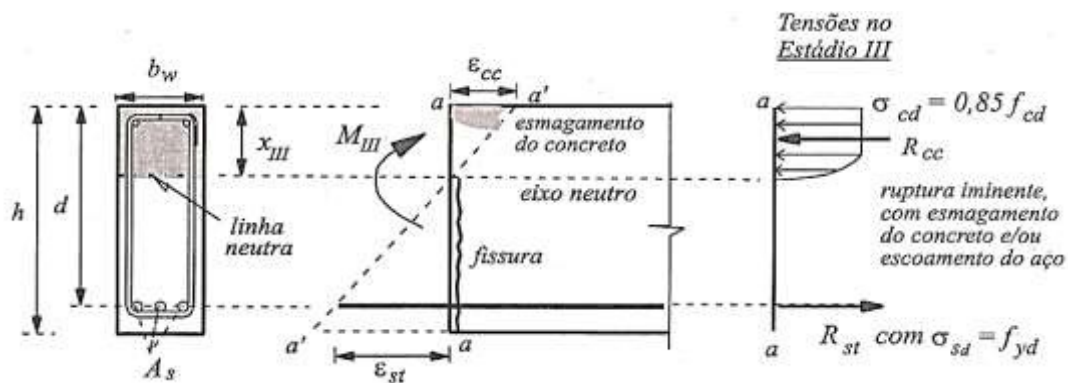


Figura 3.3 – Estádio III de seção retangular sob flexão (Fonte: CLÍMACO, 2008).

3.2. Modelo constitutivo dos materiais

3.2.1. Relação constitutiva do concreto

Segundo a NBR 6118:2014, para a análise no estado limite último, podem ser empregados o diagrama tensão-deformação idealizado mostrado na Fig. 3.4.

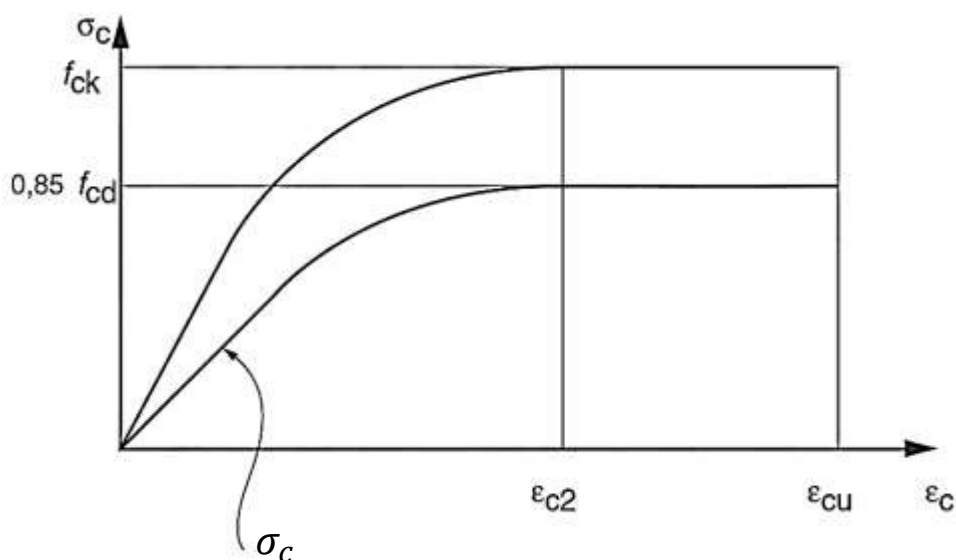


Figura 3.4 – Diagrama tensão-deformação idealizado (Fonte: ABNT NBR 6118:2014).

A tensão de compressão do concreto é dada por:

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (3.1)$$

sendo $n=2$ para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ e para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$, n é dado por:

$$n = 1,4 + 23,4 \cdot \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad (3.2)$$

Os valores de deformação específica de encurtamento do concreto no início (ε_{c2}) e na ruptura (ε_{cu}) também definidos de acordo com a classe de resistência do concreto sendo para $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ e $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$, para $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ ε_{cu} é pela Eq. (3.3) e ε_{c2} dado por:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3.3)$$

3.2.2. Relação constitutiva do aço

O diagrama tensão-deformação simplificado para cálculos nos estados limites último e de serviço é válido para aços com ou sem patamar de escoamento definido (CA-25, CA-50 e CA-60),

podendo ser aplicados para tensões de tração e compressão. De acordo com o diagrama da Fig. 3.5, as seguintes expressões são válidas:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \quad (3.4)$$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad \text{para } \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad (3.5)$$

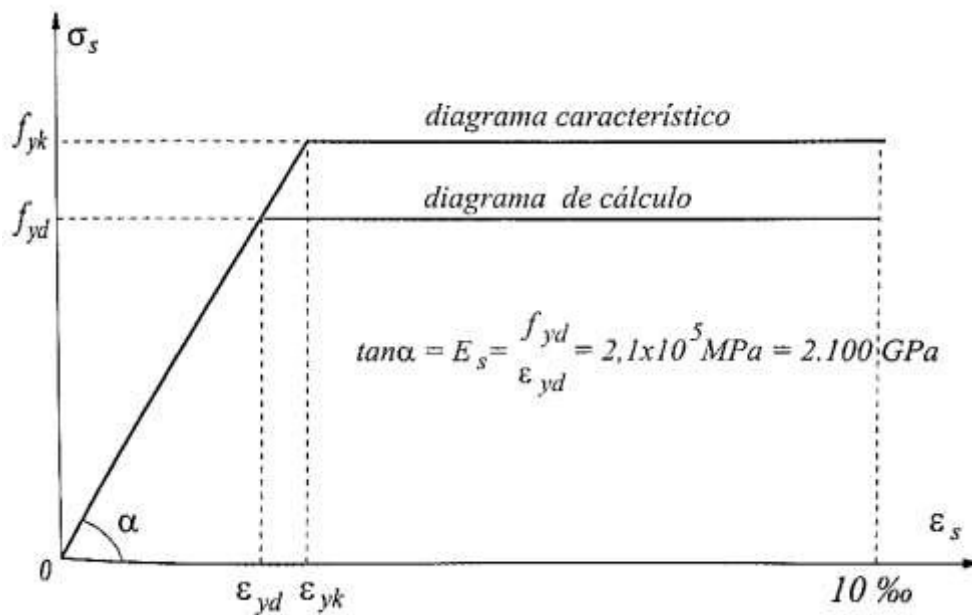


Figura 3.5 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços (Fonte: CLÍMACO, 2008).

3.3. Cálculo da capacidade resistente no estado limite último

A verificação da capacidade resistente da seção de uma viga de concreto armado tem como objetivo encontrar o momento de ruptura da seção sob determinadas condições de carregamento. Para isso devem ser conhecidas as dimensões da seção, propriedades dos materiais utilizados e adotadas algumas hipóteses fundamentais, que segundo Clímaco (2008) são:

- As seções transversais permanecem planas após a deformação de flexão até a ruptura;
- A deformação da armadura, em tração ou compressão, é a mesma do concreto em seu torno, sendo assim é considerada aderência perfeita entre aço e concreto;
- As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas no estado limite último;

- d) As tensões para o concreto são obtidas através do diagrama tensão-deformação idealizado, conforme apresentado na Fig. 3.4, e a tensão nas armaduras a partir do diagrama tensão-deformação simplificado para aço, apresentado na Fig. 3.5.
- e) Para simplificação, permite-se utilizar o diagrama retangular simplificado de tensões, com altura $y=0,8x$ para concretos de classe até C50, sendo x a profundidade da linha neutra, como mostra a Fig. 3.6.

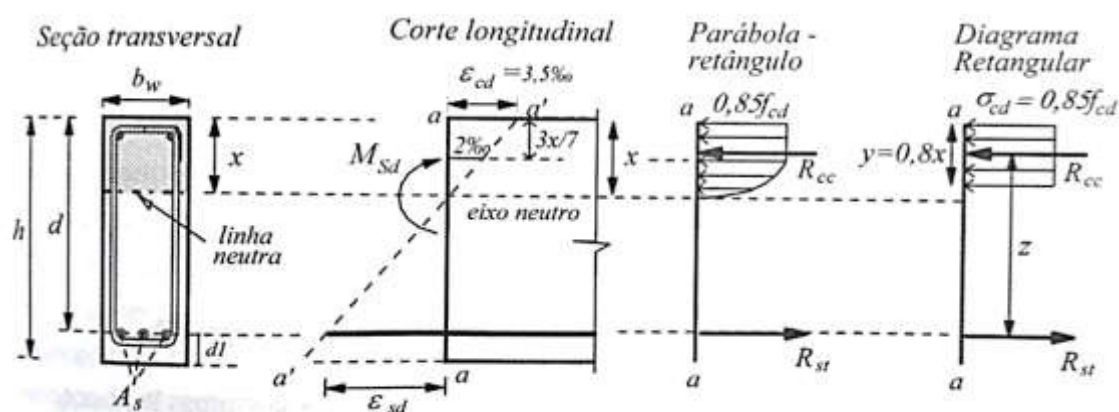


Figura 3.6 – Diagramas de tensões para seção retangular na ruptura por flexão (Fonte: CLÍMACO, 2008).

Sendo a seguinte simbologia com relação a Fig. 3.6:

- h : altura total da seção – distância da fibra mais comprimida à mais tracionada;
- d : altura útil – distância do centro de gravidade da armadura de tração à fibra mais comprimida;
- d' : distância do centro de gravidade da armadura de tração à fibra mais tracionada ($h=d+d'$);
- x : profundidade da linha neutra da seção à fibra mais comprimida;
- $y=0,8x$: altura do diagrama retangular simplificado, o qual define a linha neutra fictícia, abaixo da qual as tensões de compressão do concreto são nulas;
- R_{cc} : resultante das tensões de compressão no concreto;
- R_{st} : resultante das tensões de tração na armadura;
- z : braço de alavanca das resultantes de tração e compressão
- ϵ_{cd} e σ_{cd} : encurtamento e tensão máxima de compressão no concreto, no ELU, respectivamente;
- ϵ_{sd} e σ_{sd} : alongamento e tensão de tração máxima do aço na ruptura, respectivamente;

Os domínios de deformações compreendem as possíveis situações de ruptura da seção transversal plana de um elemento linear para uma determinada solicitação normal. Segundo a NBR 6118:2014 o estado limite último se caracteriza quando a distribuição das deformações na seção

transversal pertencer a um dos 5 domínios de deformações possíveis, conforme apresentado na Fig. 3.7.

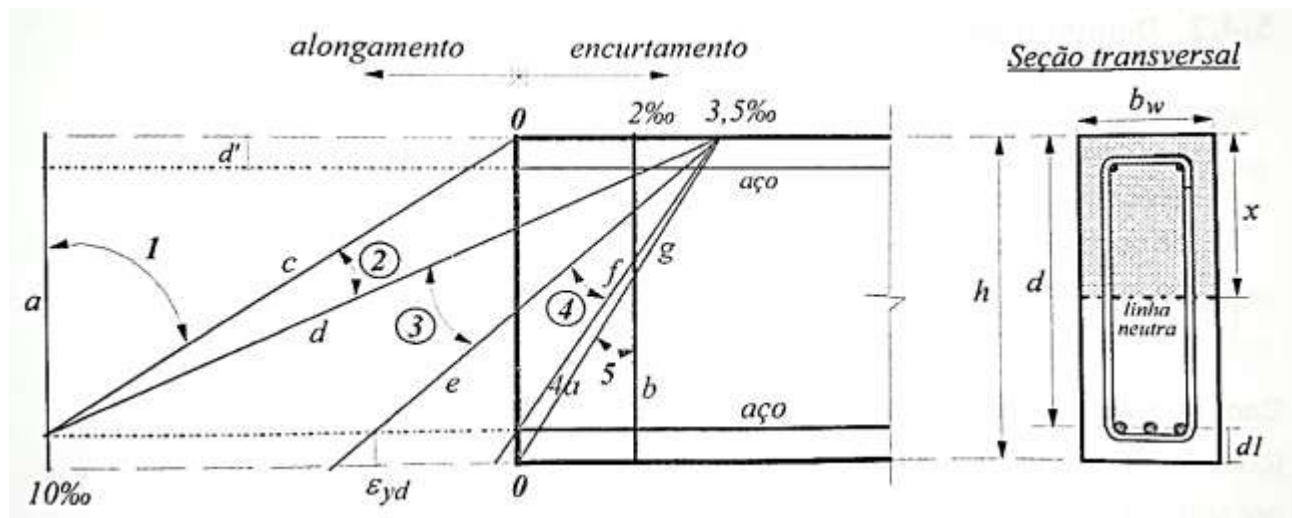


Figura 3.7 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal (Fonte: CLÍMACO, 2008).

Domínio 1: Ruptura da peça ocorre por tração não uniforme sem compressão. Admite-se que a ruptura ocorre com o alongamento do aço alcança 10‰, limite de deformação plástica excessiva.

Domínio 2: Ruptura da peça ocorre com o escoamento do aço (10‰) sem que ocorra a ruptura por compressão do concreto. Neste domínio deve-se prevenir a ruptura frágil da peça na zona tracionada por escassez de armadura, é necessário garantir uma armadura mínima de tração.

Domínio 3: Ruptura da peça ocorre por escoamento da armadura tracionada simultaneamente com o esmagamento do concreto à compressão. Característica de seções balanceadas, onde são visíveis os sinais de ruptura: grandes fissuras e flechas acentuadas, servindo de aviso prévio à ruína total da estrutura.

Domínio 4: Ruptura ocorre com o esmagamento do concreto sem que haja o escoamento do aço. Tipicamente observada em elementos com excesso de armadura, os quais podem ruir sem aviso prévio. O domínio 4a caracteriza a ruptura por compressão excêntrica, onde toda a seção está comprimida, exceto pequena região abaixo da armadura.

Domínio 5: Ruptura do concreto na compressão, fixado pelo encurtamento do concreto igual a 2‰ no ponto distante de $3/7h$ da borda mais comprimida (cruzamento das retas b e g da Fig. 3.6).

Para vigas sob flexão simples é coerente apenas o dimensionamento dentro dos domínios 2, 3 e 4, visto que para os domínios 1 e 5 a seção não consegue estabelecer uma compensação de esforços internos, consequentemente não forma o binário para equilibrar o momento externo.

A distribuição de tensões e deformações pode ser verificada através do exposto na Fig. 3.6, onde é possível realizar o equilíbrio de forças e de momentos.

Equilíbrio de forças é dado por $\Sigma F = 0$, onde:

$$R_{cc} - R_{st} = 0 \quad (3.6)$$

$$0,8xb\sigma_{cd} - \sum_{i=1}^n A_{si}\sigma_{si} = 0 \quad (3.7)$$

Equilíbrio de momentos é dado por $\Sigma M = 0$, onde:

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n A_{si}\sigma_{si} (d - 0,4x) \quad (3.8)$$

A Equação (3.6) é utilizada para a obtenção da profundidade da linha neutra x , enquanto a Eq. (3.8) fornece o momento resistente. No entanto, por não se saber qual o Domínio de Deformação em que ocorre a ruptura, não é possível obter x diretamente. Para se determinar a posição da linha neutra (x) é possível utilizar um processo numérico através do Método da Bissecante, o qual permite satisfazer as equações propostas.

A Equação (3.7) pode ser escrita de maneira genérica, na forma $f(x)=0$, onde:

$$f(x) = R_{cc}(x) + \sum_{i=1}^n A_{si}\sigma_{si}(x) \quad (3.9)$$

A raiz da Eq. (3.9) deve estar contida no intervalo $[0, d]$, o qual engloba os domínios da flexão. Os limites do intervalo onde se encontra a raiz são $x_0 = 0$ e $x_u = d$, assim a função $f(x)$ nos extremos vale $f(x_0) = f_0$ e $f(x_u) = f_u$.

A primeira aproximação de x_l para a raiz da função é tomada como a intersecção da reta que

passa pelos extremos e o eixo das abscissas.

$$x_1 = \frac{x_0 f_u - x_u f_0}{f_u - f_0} \quad (3.10)$$

Em seguida é calculado $f_1 = f(x_1)$ e testada à convergência. Para que a convergência seja satisfeita e se encontre a solução do problema, o valor absoluto da raiz aproximada deve ser menor que uma tolerância pré-estabelecida, a qual pode ser tão pequena quanto se deseja. No caso em que a convergência não seja alcançada, deve-se reduzir o intervalo de avaliação. Para tanto é testado se o produto $f_1 f_0$ é maior que zero e caso seja verdadeiro, o novo intervalo de avaliação é $[x_1, x_u]$, caso contrário $[x_0, x_1]$. Com o novo intervalo é calculado o novo valor da raiz a ser testada através da Eq. (3.6) e assim sucessivamente até a convergência. O valor determinado para a raiz é aplicado na Eq. (3.8), determinando assim o momento resistente da seção.

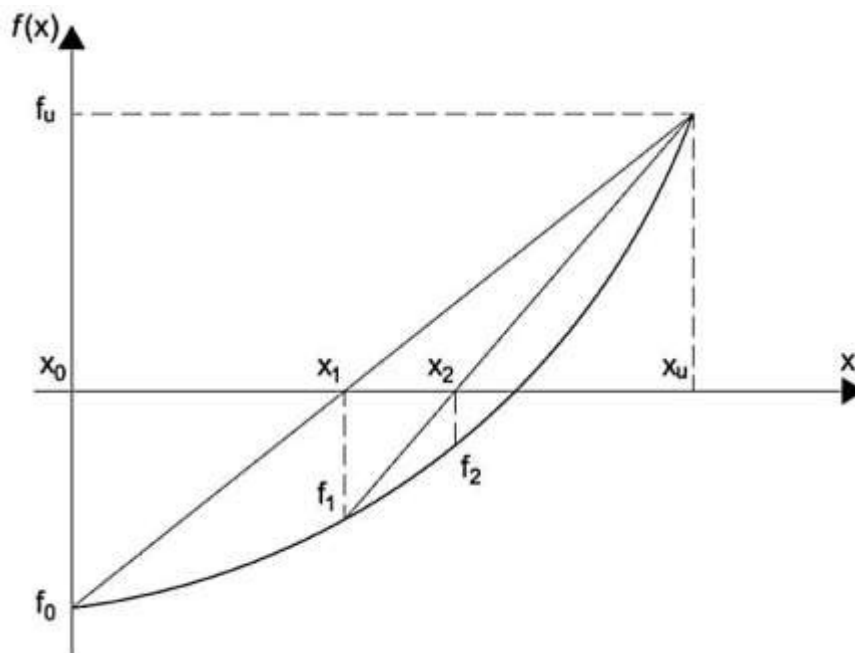


Figura 3.8 – Processo da bissecante (Fonte: ARAÚJO, 2014).

4. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A elaboração de um projeto estrutural tem como prerrogativa considerar as prescrições apresentadas por normas técnicas, as quais estabelecem regras, diretrizes ou características, geralmente baseadas em ensaios de laboratórios, experiências anteriores, estatísticas, etc. No entanto, há variáveis envolvidas em um projeto que apresentam incertezas que necessitam ser contabilizadas na forma de probabilidades, buscando evitar a ocorrência de falhas do sistema estrutural.

Segundo San Martins (2014) a confiabilidade estrutural pode ser entendida como o nível de segurança que um sistema estrutural alcança submetido a certas situações limites de desempenho durante sua vida útil.

O método semi-probabilístico no qual se baseia a Norma Brasileira considera a minoração das resistências e a majoração das solicitações através do emprego de coeficientes de ponderação, os quais são ajustados até que se tenha uma uniformidade aceitável na probabilidade de falhas de uma estrutura. Esses coeficientes aplicados no cálculo estrutural estão diretamente ligados à incertezas, as quais foram classificadas por Melchers (1987) *apud* Gomes (2001):

- a) Incertezas físicas: geralmente presente nas dimensões, ações, propriedades dos materiais, etc;
- b) Incertezas estatísticas: provenientes da extrapolação de parâmetros estatísticos de populações finitas do modelo empregado;
- c) Incertezas devido a fatores humanos: ação do homem, intencional ou não, no comportamento do sistema estrutural (ex.: medições em laboratório);
- d) Incertezas de cunho fenomenológico: existência de eventos não previsíveis e levados em consideração;
- e) Incertezas de modelamento: proveniente das simplificações e das hipóteses adotadas para a modelagem do comportamento estrutural, etc.

Uma estrutura reage a um determinado carregamento através de uma função de diversas variáveis aleatórias que afetam seu desempenho, logo o comportamento da estrutura é também uma variável aleatória. Para Real (2000) os deslocamentos, deformações, tensões e esforços solicitantes são variáveis aleatórias.

Apesar de as variáveis relacionadas as ações e capacidades resistentes das estruturas serem consideradas variáveis determinísticas, essas na realidade são variáveis aleatórias, as quais não apresentam uma segurança absoluta sobre a estrutura e conseqüentemente apresentam uma

probabilidade finita de falha.

Rocha (2014) ilustra a diferença entre quantidades determinísticas e aleatória através das cargas impostas sobre um cais portuário, onde de acordo com a logística de operações do cais, vários fatores podem incidir sobre o mesmo, o que não permite garantir qual a carga total atuará sobre o cais, o que faz da carga uma variável aleatória.

Assim, a confiabilidade estrutural está relacionada a essas variáveis aleatórias e à probabilidade da ocorrência de situações diferente daquelas para as quais a estrutura foi projetada. Na prática, a segurança estrutural é obtida seguindo as indicações das normas técnicas que especificam os valores a serem considerados.

Para Galambos (1982) a conformidade com a norma assegura que existe uma chance pequena, mas aceitável, que uma falha estrutural ocorra. Assim, as prescrições das normas técnicas estão em constante evolução e periodicamente sendo atualizadas, de modo a considerar novas incertezas de projetos e proporcionar maior segurança às estruturas.

Ang & Tang (1990), explicam o problema básico de confiabilidade como o modo de garantir que a capacidade seja superior à demanda ao longo da vida útil dos sistemas. Em problemas de engenharia, a capacidade resistente R pode ser associada à capacidade enquanto S representa as ações dos carregamentos. Assim, em termos de probabilidade, temos que $P(R \geq S)$ é a probabilidade de que a resistência seja maior que a solicitação, sendo este um indicativo de confiabilidade do sistema estrutural. Por outro lado, o evento complementar $P(R < S)$ é chamado de probabilidade de falha, onde a resistência R não apresenta os requisitos mínimos para superar as solicitações S impostas na estrutura.

Segundo Ribeiro (2009), se a distribuição de probabilidades das variáveis for conhecida, o cálculo da probabilidade de falha para as duas variáveis R e S , contínuas e independentes, é dado por:

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(s)f_s(s)ds \quad (4.1)$$

Enquanto a propensão de segurança é:

$$P_s = 1 - P_f \quad (4.2)$$

onde:

P_f : é a probabilidade de falha do sistema;

$F_R()$: é a função de distribuição cumulada da variável R ;

$f_s(s)$: é a função densidade de probabilidade da variável S ;

$f_R(r)$: é a função densidade de probabilidade da variável R ;

P_s : é a probabilidade de sobrevivência;

As funções de densidade das variáveis resistência e solicitação apresentam uma região de sobreposição, a qual representa qualitativamente a probabilidade de falha, conforme ilustrado na Fig. 4.1.

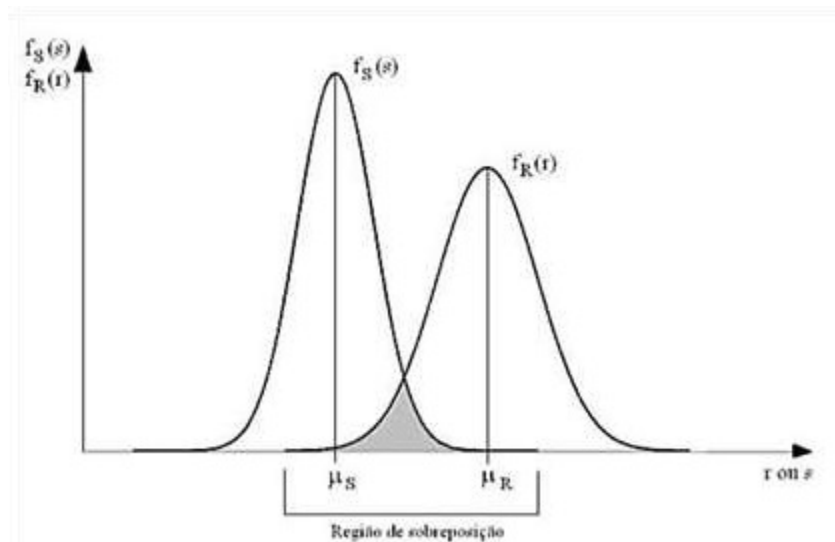


Figura 4.1: Funções densidade de probabilidade de R e S (Fonte: PALIGA, 2008).

Paliga (2008) mostra que o problema de confiabilidade estrutural pode ser abordado também através da chamada função de estado limite ou margem de segurança M , onde é possível representar a margem de segurança através de uma distribuição de probabilidade, sendo a falha quando $M \leq 0$, onde M é dado por:

$$M = R - S \quad (4.3)$$

A Figura 4.2 mostra a distribuição da margem de segurança, onde é possível observar a região de probabilidade de falha.

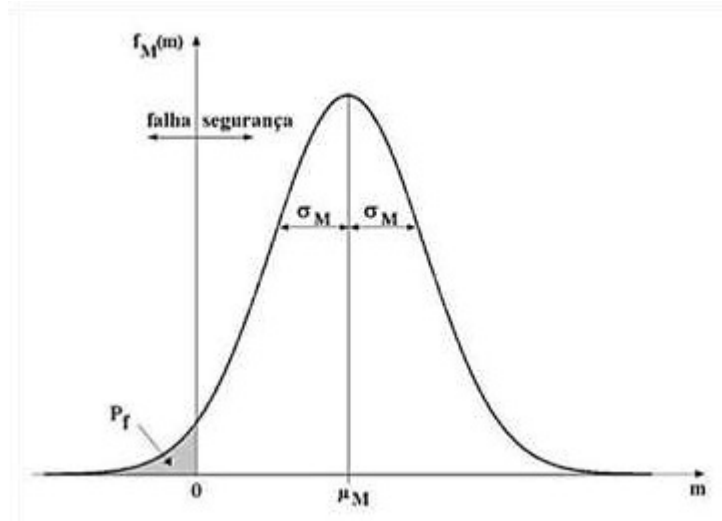


Figura 4.2: Distribuição da margem de segurança (Fonte: PALIGA, 2008).

Sendo as variáveis de resistência R e solicitações S independentes e suas distribuições normais, tem-se que o valor da média da margem de segurança μ_M pode ser definido pela diferença entre as médias das variáveis envolvidas.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (4.4)$$

O desvio padrão da margem de segurança é dado por:

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.5)$$

A probabilidade de falha pode ser obtida a partir d expressão:

$$P_f = \Phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (4.6)$$

A função de distribuição acumulada da variável normal padrão Φ é designada por pela razão $\frac{-\mu_M}{\sigma_M}$.

A probabilidade de falha e de sobrevivência são adotadas em função do índice de confiabilidade β , onde:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (4.7)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.8)$$

$$P_s = 1 - \Phi(-\beta) \quad (4.9)$$

4.1. Métodos de Avaliação de Confiabilidade

Por existirem diferentes métodos de confiabilidade estrutural, Madsen *et al.* (1986) *apud* Nogueira (2016) apresentaram uma classificação para estes métodos, sendo estes divididos nos seguintes níveis:

- Métodos de nível 0: utilizam o formato onde todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por meio de um fator de segurança. O Método das Tensões Admissíveis é um método nível 0.

- Métodos de nível I: empregam um valor característico para cada valor dito “incerto”. O Método dos Estados Limites é exemplo deste nível.

- Métodos de nível II: empregam dois valores característicos para cada valor dito “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida que correlacione os parâmetros (geralmente covariância). A exemplo tem-se o método de Primeira Ordem Segundo Momento (*First Order Second Moment* - FOSM).

- Métodos de nível III: empregam a probabilidade de ocorrência de falha da estrutura como medida de confiabilidade da mesma. Para estes métodos as funções de densidade de probabilidade das variáveis básicas envolvidas se fazem necessárias, podendo o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method* – FORM) ser utilizado para tal.

Um método de confiabilidade se justifica em cima de outro método de nível mais elevado, uma vez que para a aplicação prática de índices de confiabilidade é necessário expressar este como um valor objetivo, de modo a compará-lo com outro pré-estabelecido. Assim para se obter os parâmetros utilizados em um determinado dimensionamento estrutural, estes são determinados por Métodos de nível I, o que por sua vez são calibrados por Métodos de níveis II e III.

4.2. Métodos das Tensões Admissíveis

Segundo Rocha (2014) o Método das Tensões Admissíveis, onde as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança, tem sua fundamentação na Teoria da Elasticidade, onde princípio de linearidade entre tensões e deformações em uma estrutura é considerado.

O dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis busca calcular a tensão σ , dentro do regime linear-elástico, para um carregamento máximo esperado, comparando essa tensão com tensão admissível σ_{adm} , dada como uma fração da tensão limite da estrutura σ_{lim} .

A tensão limite é a tensão a partir da qual a estrutura não se comporta mais dentro do regime linear-elástico. Esse critério de dimensionamento é definido por:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (4.10)$$

onde FS é o fator de segurança aplicado.

Diante de uma consideração simples para a determinação da tensão admissível de um projeto, é importante ressaltar algumas interpretações ao método:

- A estrutura apresenta um comportamento elástico-linear diante de cargas de serviço;
- Mesmo que as variáveis, resistência e carregamento sejam incertos, é estabelecido um limite superior e um inferior para solicitações e resistências, respectivamente.

Galambos (1982) apresenta algumas objeções em tratar a segurança estrutural através deste método, tanto dos pontos de vista científico e probabilístico, mas também econômico, sendo elas:

- 1- Tensões e deformações nem sempre são lineares, por exemplo, a curva tensão-deformação do concreto é não-linear mesmo para baixas tensões;
- 2- Efeitos do tempo (fluência e retração do concreto), efeitos ambientais (umidade na resistência da madeira, corrosão de metais) e feitos de taxa de carregamento introduzem não-linearidade no espaço e no tempo;
- 3- Efeitos de carga e deformação nem sempre são lineares;
- 4- Comportamento carga-deformação pós-escoamento pode ser: dúctil, com grande ou pequena reserva de resistência, ou frágil;
- 5- Sob algumas circunstancias é necessário utilizar a capacidade de absorção de energia da região não-linear para resistir a terremotos e ou explosões;
- 6- A chance de exceder o estado limite de início da não-linearidade depende da variabilidade das cargas, dos materiais e do modelo de cálculo utilizado. A confiabilidade dos elementos

dentro da estrutura ou de diferentes estruturas pode então variar consideravelmente.

- 7- Novos materiais de construção e técnicas de projeto podem demandar anos de testes até que um fator de segurança possa ser definido;
- 8- Todas as cargas são assumidas como tendo a mesma variabilidade;
- 9- A probabilidade de falha é desconhecida e o mesmo fator de segurança pode corresponder a distintas probabilidade de falha.

Apesar das objeções apresentadas e outros que se aplicam ao Método das Tensões Admissíveis já serem conhecidas, os desenvolvimentos de um outro método que atendesse tais necessidades iniciaram nas décadas de 30 e 40, com um primeiro avanço por parte da então União Soviética e posteriormente pela Inglaterra e Estado Unidos. Esses desenvolvimentos resultaram no método conhecido hoje como Método dos Estados Limites.

4.3. Métodos dos Estados Limites

Com a necessidade de obter um método de avaliação de confiabilidade estrutural que apresentasse menos objeções que o Método das Tensões Admissíveis, surgiu o Método dos Estados Limites (ou *Load and Resistance Factor Design – LRFD*).

Partindo da definição que o estado limite de uma estrutura é a condição a partir da qual, a estrutura ou um de seus elementos, apresenta um comportamento inadequado para desempenhar a função para a qual foi projetada, o Método dos Estados Limites verifica a resistência última e posteriormente os estados limites de utilização da estrutura.

A proposta deste método é a aplicação de um fator de minoração – ϕ , aplicado às resistências e a aplicação de um fator de majoração – γ , aplicado aos carregamentos.

Galambos (1982) apresenta o formato geral de para o critério, o que é dado por:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i S_i \quad (4.11)$$

onde:

$\phi < 1,0$ – Fator de minoração da resistência, ou

$\phi = \frac{1,0}{\gamma_m}$, sendo, γ_m é o fator referente ao material.

R_n é a resistência do elemento estrutural para a solicitação considerada.

γ_i é o fator de majoração das cargas, para a carga i .

S_i é o valor da solicitação i considerada.

Na Equação (4.11), temos que a parcela referente às cargas de cálculo ($\sum \gamma_i S_i$) é representada de forma geral por um somatório, que engloba todos os carregamentos existentes. No entanto esse formato varia de acordo com a norma utilizada.

A NBR 8681:2003 apresenta como somatório as combinações últimas das ações que atuam sobre a estrutura, podendo ser combinações últimas normais, especiais ou de construção ou excepcionais. A combinação última de ações normais é dada pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (4.12)$$

A parcela da Eq. (4.11) que se refere à minoração da resistência (ϕR_n), tem a possibilidade de ser descrita através da aplicação dos fatores de minoração para cada tipo de solicitação ou para cada tipo de material.

A resistência minorada $\phi R_n(f_c, f_y, \dots)$ para cada tipo de solicitação apresenta a vantagem de considerar a variação entre os modelos de dimensionamento bem como o efeito do modo falha dos componentes estruturais, no entanto o coeficiente ϕ não é aplicado diretamente às fontes de incerteza, sendo difícil garantir constante o nível de confiabilidade do projeto.

Por outro lado na resistência minorada $R_n(\phi f_c, \phi f_y, \dots)$ os fatores de minoração são aplicados diretamente à resistência dos materiais que compõe a estrutura, sendo vantajoso visto que o fator ϕ é aplicado diretamente nas fontes de incertezas (resistência do material, dimensões, etc.), mantendo assim um melhor nível de confiabilidade no projeto.

Como critério de segurança de projetos a NBR 6118:2014 e NBR 8681:2003 utilizam o Método dos Estados Limites como critério de segurança, adotando a minoração das resistências de cada material.

Como o Método dos Estados Limites é um método semi-probabilístico, os fatores aplicados à resistência e solicitações para minoração e majoração de seus efeitos, respectivamente, devem ser ajustados para garantir a maior uniformidade na distribuição da probabilidade de falha da estrutura. O ajuste aplicado aos coeficientes é chamado de calibração da norma.

4.4. Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

A determinação da probabilidade de sucesso ou de falha demanda que sejam conhecidas as funções densidade de probabilidade de resistências $f_R(r)$ e de solicitações $f_S(s)$ ou também a de probabilidade conjunta $f_{R,S}(r,s)$, no entanto a falta de dados não permite a o reconhecimento dessas

funções.

Ao não se dispor das distribuições de probabilidade das variáveis, pode-se obter a confiabilidade por meio de uma função de primeiro momento (média) e outra de segundo momento (variância), através do Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (*First Order Second Moment – FOSM*).

Ao passo em que as distribuições de probabilidade são conhecidas, podem ser utilizados outros métodos como o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method – FORM*) ou pela Simulação de Monte Carlo.

Para Paliga (2008) o princípio básico do FORM consiste em transformar as variáveis aleatórias de um grupo $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ com distribuições quaisquer de probabilidade, correlacionadas ou não entre si, em um grupo $U = (U_1, U_2, \dots, U_n)$ de variáveis aleatórias estatisticamente independentes, de normais equivalentes padronizadas (média zero e desvio padrão unitário). Para tal, é necessário definir uma função de desempenho:

$$g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.13)$$

Nesta equação de desempenho $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é um vetor de variáveis básicas de projeto e $g(X)$ determina o desempenho do sistema. Ang e Tang (1990) definem o desempenho como $g(X) = 0$, caracterizado pelo estado limite do sistema. Assim, a função $g(X)$ apresenta os seguintes domínios:

$$[g(X) > 0] \rightarrow \text{Domínio de segurança}$$

$$[g(X) < 0] \rightarrow \text{Domínio de falha}$$

A equação do estado limite $g(X) = 0$ é uma superfície n -dimensional, também chamada de superfície de falha, onde em um de seus lados fica a região que representa a segurança do sistema $g(X) > 0$, e de outro a região de falha $g(X) < 0$ (Ang e Tang 1990). A Fig. 4.3 apresenta a superfície de falha e região dos domínios de segurança e falha.

4.5. Índice de Confiabilidade (β)

4.5.1. Definição

De modo a conceituar o Índice de Confiabilidade, toma-se por base um conjunto de variáveis não correlacionadas em sua forma reduzida, isto é, um conjunto de variáveis que apresente média zero e desvio padrão igual a 1. Essas variáveis são expressas por:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_1}}; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.14)$$

Para estas variáveis reduzidas, definidas na Eq. (4.14), a função do estado limite é definida como:

$$g(\sigma_{X_1}X'_1 + \sigma_{X_2}X'_2, \dots, \sigma_{X_n}X'_n + \sigma_{X_n}) = 0 \quad (4.15)$$



Figura 4.3 – Zonas de segurança e de falha no espaço das variáveis reduzidas, para um sistema de duas variáveis (Fonte: ANG E TANG, 1990).

Na Figura 4.3, é possível observar que a superfície descrita pela função de desempenho que caracteriza o estado limite $g(X_i) = 0$ (superfície de falha), pode estar em diferentes posições, estando mais ou menos afastada da origem e consequentemente alterando a região do domínio de segurança. Assim, esse posicionamento de $g(X_i) = 0$ em relação à origem determina o grau de confiabilidade do sistema. Segundo Ang e Tang (1990), a menor distância entre a origem e $g(X) = 0$ caracteriza a posição da superfície de falha. Assim o ponto na superfície de falha que compõe o menor segmento de reta até a origem das variáveis, é o ponto mais provável de ocorrência de falha.

Para Ribeiro (2006), a distância de um ponto $X' = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$, até a origem no espaço das variáveis reduzidas é dada por:

$$D = \sqrt{X'^2_1 + \dots + X'^2_n} = (X'^T X')^{\frac{1}{2}} \quad (4.16)$$

Para obter o ponto na superfície de falha que apresente a menor distância até a origem, efetua-se a minimização da função D , obedecendo à condição $g(X) = 0$. Com o uso dos multiplicadores de Lagrange (λ), obtem-se:

$$L = D + \lambda g(X) = (X'^T X')^{\frac{1}{2}} + \lambda g(X) \quad (4.17)$$

A Equação (4.17) em notação escalar, fica:

$$L = \sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2} + \lambda g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4.18)$$

sendo $X_i = \sigma_{xi} X'_i + \mu_{xi}$.

Derivando a Eq. (4.18) em relação à X'_i e ao menor multiplicador de Lagrange λ , encontra-se um sistema de $n + 1$ equações com $n + 1$ incógnitas.

$$\frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{1}{\sqrt{X_1'^2 + X_2'^2 + \dots + X_n'^2}} + \lambda \frac{\partial g}{\partial X'_i} = 0 ; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (4.20)$$

Como solução para o sistema de Eqs. (4.19) e (4.20), encontra-se o ponto mais provável de falha, sobre a superfície de falha e que apresenta a menor distância até a origem.

Introduzindo o vetor gradiente, tem-se:

$$G = \left(\frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right) \quad (4.21)$$

onde

$$\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{\partial X_i}{\partial X'_i} = \sigma_{xi} \frac{\partial g}{\partial X_i} \quad (4.22)$$

Substituindo as Eq. (4.16) em (4.19), e escrevendo a mesma em notação matricial, tem-se:

$$X' = -\lambda D G \quad (4.23)$$

Substituindo a Eq. (4.23) na Eq. (4.16), tem-se que $\lambda = (G^T G)^{1/2}$ e usando este resultado na

Eq. (4.23), obtem-se:

$$X' = -\frac{DG}{(G^T G)^{1/2}} \quad (4.24)$$

Realizando a pré-multiplicação da Eq. (4.24) por G^T , tem-se:

$$D = \frac{-G^T X'}{(G^T G)^{1/2}} \quad (4.25)$$

Substituindo a Eq. (4.24) na Eq. (4.19), chega-se a uma única equação com incógnita D , onde a solução desta equação é a distância mínima $D_{\min} = \beta$, logo:

$$\beta = \frac{-G^{*T} X'^*}{(G^{*T} G^*)^{1/2}} \quad (4.26)$$

G^* é o vetor gradiente no ponto mais provável de ocorrência de falha, assim este ponto é dado por:

$$X'^* = \frac{-G^* \beta}{(G^{*T} G^*)^{1/2}} \quad (4.27)$$

Em sua forma escalar, os componentes de X'^* são:

$$x_i'^* = -\alpha_i^* \beta; i = 1, 2, \dots, n \quad (4.28)$$

onde:

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_*^2}} \quad (4.29)$$

α_i^* , são os cossenos diretores ao longo dos eixos x_i' , conforme se pode observar na Fig. 4.4.

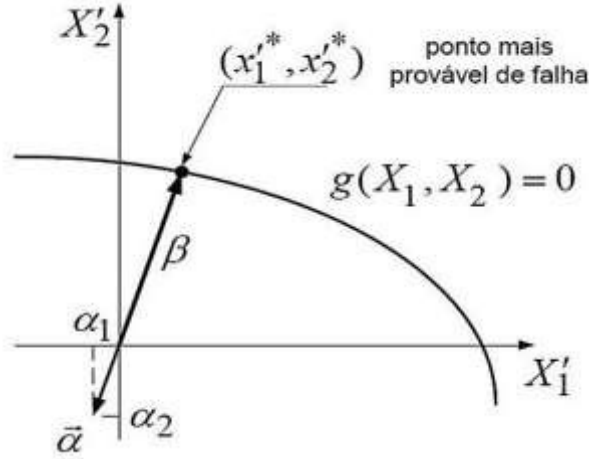


Figura 4.4 – Índice de Confiabilidade β e cossenos diretores, representação geométrica (Fonte: ROCHA, 2014).

Segundo Ang e Tang (1990) os resultados das Eqs. (4.26) e (4.27), podem ser interpretados com base em uma aproximação de primeira ordem, onde expandindo a função $g(X)$ em série de Taylor no ponto x^* sobre a superfície de falha $g(x^*) = 0$, tem-se:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \dots + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \quad (4.30)$$

sendo as derivações calculadas em $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Como $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$ na superfície de falha, conclui-se que:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \dots + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) (X_j - x_j^*) \left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} \right)_* + \dots \quad (4.31)$$

Lembrando que:

$$X_i - x_i^* = (\sigma_{X_i} X'_i + \mu_{X_i}) - (\sigma_{X_i} X'_{i^*} + \mu_{X_i}) = \sigma_{X_i} (X'_i - x'_{i^*}) \quad (4.32)$$

e

$$\frac{\partial g}{\partial x_i} = \frac{\partial g}{\partial x'_i} \left(\frac{dx'_i}{dx_i} \right) = \frac{1}{\sigma_{X_i}} (X'_i - x'_{i^*}) \quad (4.33)$$

portanto,

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum_{i=1}^n (X'_i - x'^{*}_i) \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_* \quad (4.34)$$

Considerando uma aproximação de primeira ordem, ou seja, truncada a série no termo de primeira ordem, o valor médio da função $g(X)$ é dado por:

$$\mu_g \cong - \sum_{i=1}^n x'^{*}_i \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)_* \quad (4.35)$$

A variância aproximada correspondente em primeira ordem (para variáveis correlacionadas) é:

$$\sigma_g^2 \cong \sum_{i=1}^n \sigma_{x'_i}^2 \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)_*^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)_*^2 \quad (4.36)$$

A partir das Eqs. (4.35) e (4.36), é possível escrever a seguinte razão:

$$\frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{- \sum_{i=1}^n x'^{*}_i \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i} \right)_*^2}} \quad (4.37)$$

É possível concluir que ao se comparar a Eq. (4.37) com as Eqs. (4.26) e (4.29), verifica-se que a razão $\frac{\mu_g}{\sigma_g}$ é a mesma obtida pelas Eqs. (4.26) e (4.29). Assim a razão dada pela Eq. (4.37), também representa a menor distância entre a superfície de falha e a origem das variáveis reduzidas no ponto de falha. Desta maneira é possível definir o índice de confiabilidade como:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (4.38)$$

Importante salientar que a aproximação de primeira ordem não deve ser determinada com os valores médios e sim para um ponto específico da superfície de falha $g(X) = 0$, pois o cálculo com o uso de valores médios provocaria erros consideráveis para as funções de desempenho não-lineares. Ainda em tempo, o cálculo das aproximações de primeira ordem com o uso de valores médios de variáveis básicas proporcionam o problema da invariância para os estados limites

equivalentes, isto é, o resultado dependerá da definição do evento estado limite.

Como exemplos destas situações tem-se $(R - S < 0)$ e $(R/S < 1)$, que para valores médios das variáveis básicas, indicariam índices de confiabilidade diferentes. Portanto, para os cálculos de aproximações de primeira ordem utiliza-se um ponto sobre a superfície de falha, evitando o problema da invariância.

4.5.2. Probabilidade de falha

O método de confiabilidade de primeira ordem tem como resultante a probabilidade de falha de um sistema, que é obtida através da função de distribuição acumulada da variável Normal Padrão.

A probabilidade de falha (P_f) é calculada a partir do índice de confiabilidade (β), assim deve ser utilizada a equação $P_f = \Phi(-\beta)$, onde $\Phi()$ é a função de distribuição acumulada da variável Normal Padrão.

Como forma de apresentar alguns valores de probabilidade de falha (P_f) em função do índice de confiabilidade (β), a Fig. 4.5 representa a não-linearidade da relação, onde foram plotados os valores da Tab. 4.1 , permitindo observar que grandes reduções na probabilidade de falha são ocasionadas por pequenas elevações do índice de confiabilidade.

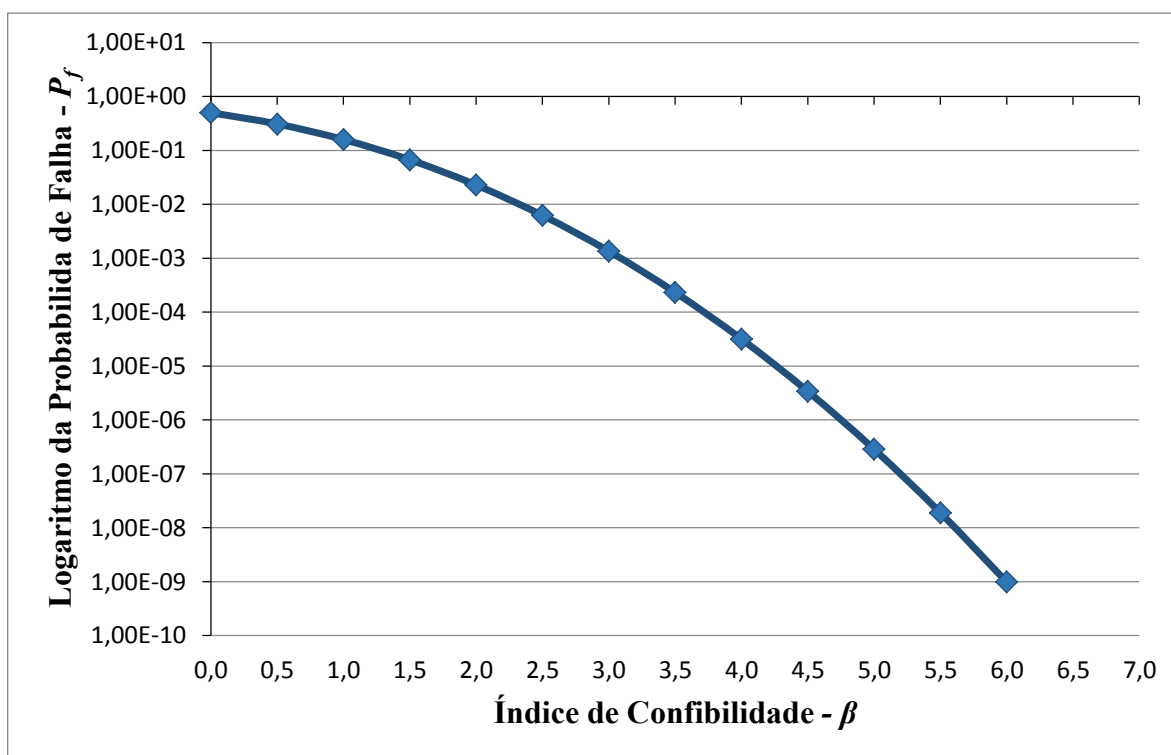


Figura 4.5 – Índice de Confiabilidade (β) x Logaritmo da Probabilidade de Falha (P_f).

Tabela 4.1 – Valores de Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha.

β	P_f
0,00	5,00E-01
0,50	3,09E-01
1,00	1,59E-01
1,50	6,68E-02
2,00	2,28E-02
2,50	6,21E-03
3,00	1,35E-03
3,50	2,33E-04
4,00	3,17E-05
4,50	3,40E-06
5,00	2,87E-07
5,50	1,90E-08
6,00	9,87E-10

4.5.3. Índice de Confiabilidade Alvo

A adoção do índice de confiabilidade como elemento de avaliação do grau de segurança frente às diferentes incertezas envolvidas no projeto é convenientemente prático, no entanto se faz necessário estipular valores de referência com os quais possamos comparar os índices obtidos. O índice de confiabilidade de referência é também conhecido como índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}).

Santos *et al.* (2014) em seu estudo sobre a confiabilidade para vigas de concreto armado dimensionadas utilizando os coeficientes de segurança da norma brasileira, identificaram que o índice de confiabilidade β variou de valores na ordem de 4,25 até um mínimo de 2,7, de acordo com o variação da carga variável sobre a carga permanente. Para Santos *et al.* (2014) os valores para a norma brasileira se mantém ligeiramente menores que o valor assumido pela norma americana ACI que é de 3,5 e também do limite estabelecido pelo EuroCode que é de 3,8.

Segundo a JCSS (2001), os índices de confiabilidade devem ser baseados em procedimentos de otimização e análise custo-benefício considerando estados limites últimos. A Tabela 4.2 apresenta os índices de confiabilidade alvo propostos pela JCSS (2001), sendo estes relativos a um período de referência de um ano.

Tabela 4.2 - Valores alvo para o índice de confiabilidade β (e probabilidade de falhas associadas) para um período de referência de um ano e no estado-limite último (JCSS 2001).

Custo relativo das considerações de segurança	Consequências leves de falha	Consequências moderadas de falha	Consequências graves de falha
Grande (A)	$\beta_{alvo} = 3,1 (P_f \approx 10^{-3})$	$\beta_{alvo} = 3,2 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta_{alvo} = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$
Normal (B)	$\beta_{alvo} = 3,7 (P_f \approx 10^{-4})$	$\beta_{alvo} = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta_{alvo} = 4,4 (P_f \approx 10^{-6})$
Pequeno (C)	$\beta_{alvo} = 4,2 (P_f \approx 10^{-5})$	$\beta_{alvo} = 4,4 (P_f \approx 10^{-6})$	$\beta_{alvo} = 4,7 (P_f \approx 10^{-6})$

Para a JCSS (2001) o valor normal (B) referente a um custo relativo das considerações de segurança para uma consequência moderada de falha, o que resulta em $\beta_{alvo} = 4,2$ sendo este considerado um valor para uma situação de projeto mais comum.

A classificação quanto às consequências de falha são caracterizadas pela razão entre os custos totais (custos de construção e custos relacionados a eventuais falhas) pelos custos de construção, sendo adotada a seguinte relação:

- Classe 1 – Consequências Leves: razão entre custos é menor que 2. Risco de perda da vida dada a falha é pequena ou desprezível. (Ex.: Estruturas agrícolas, silos)
- Classe 2 – Consequências Moderadas: razão entre custos entre 2 e 5. Risco de perda da vida médio ou consequências econômicas consideráveis. (Ex.: Edifícios industriais, escritórios, apartamentos).
- Classe 3 – Consequências Graves: razão entre custos entre 5 e 10. Riscos de perda da vida é alto ou consequências econômicas significativas. (Ex.: pontes, teatros, hospitais, grandes edifícios).

No caso de a razão de custos ser maior que 10, as consequências devem ser consideradas extremas, sendo necessária uma profunda análise do custo benefício, podendo se chegar à conclusão de que a estrutura não deve ser construída.

As consequências de falha também devem levar em consideração o tipo de falha que ocorre na estrutura, podendo esta ser:

- Falha dúctil, com capacidade de reserva;
- Falha dúctil, sem capacidade de reserva;
- Falha frágil.

Com essa classificação é de fácil entendimento que um elemento estrutural cujo colapso possa ocorrer de forma repentina e sem aviso prévio, deva ter um índice de confiabilidade alvo mais elevado do que o de um elemento cujo colapso possa apresentar algum tipo de aviso prévio que

permite a tomada de medidas paliativas ou mitigatórias.

Para o custo relativo das considerações de segurança, podemos associar a classificação da estrutura em função dos coeficientes de variação dos carregamentos e resistências e o custo relativo com medidas de segurança adotada. Como exemplo, para a classe de custo relativo normal (B), tem-se $0,1 < V_X < 0,3$, e um custo moderado com medidas de segurança.

A Tabela 4.2 apresenta os índice de confiabilidade alvo (β_{alvo}) para um período de referência de um ano, devendo ser calculado o valor de β_{alvo} para a vida útil da estrutura ou para o período desejado. As Equações 4.39 e 4.40 formulam a compensação necessária, sendo n a vida útil da estrutura em anos.

$$P_{fn} = 1 - (1 - P_f)^n \quad (4.39)$$

$$\beta_n = -\Phi^{-1}(P_{fn}) \quad (4.40)$$

Tomando como exemplo o índice de confiabilidade para uma relação de custos relativos de segurança Normal (B) e consequências moderadas de falha, onde $\beta_1 = 4,2$ e $P_{f1} = 1,33 \times 10^{-5}$, para $n = 50$ anos temos que $\beta_{50} = 3,2$.

A Figura 4.6, mostra o comportamento do índice de confiabilidade ao longo da vida útil de uma estrutura.

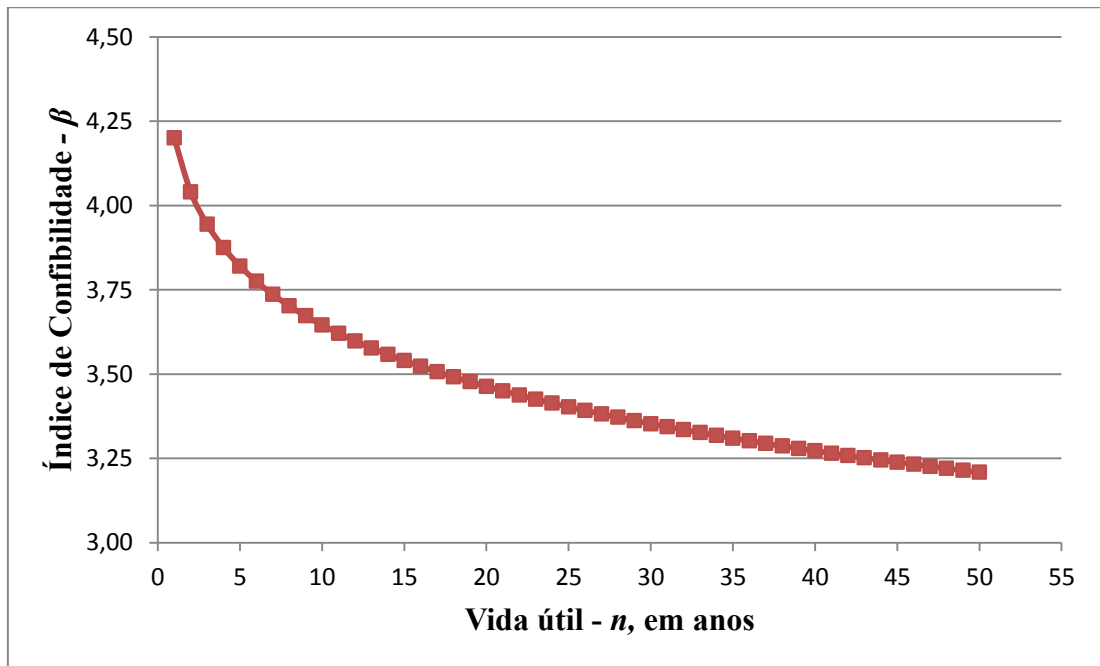


Figura 4.6 – Vida útil da estrutura (n) x Índice de Confiabilidade (β), sendo $\beta_1 = 4,2$.

4.6. Distribuições diferentes da normal

4.6.1. Distribuição normal equivalente

Em engenharia, as distribuições de probabilidade de algumas variáveis básicas dos problemas não se apresentam na forma de uma distribuição normal, assim é conveniente determinar uma distribuição normal que seja equivalente à essas variáveis básicas, permitindo assim a aplicação do Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM), garantirão a validade das equações para o cálculo do índice de confiabilidade (β).

Ang e Tang (1990) apresentaram as distribuições normais equivalentes através da Transformação de Rosenblatt, onde para uma variável X , a distribuição normal equivalente pode ser obtida impondo-se duas condições em um determinado ponto x^* sobre a superfície de falha. A primeira condição imposta, determina que a densidade de probabilidade acumulada da distribuição normal equivalente seja igual à da distribuição não-normal no ponto x^* . Para a segunda condição é imposto que o valor da função densidade de probabilidade da distribuição normal equivalente seja igual a densidade de probabilidade da distribuição não-normal no x^* .

Para as densidades de probabilidade acumuladas no ponto de falha x^* , tem-se:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (4.41)$$

onde:

$\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$ são a média e o desvio padrão equivalentes

$F_{X_i}(x_i^*)$ é a distribuição acumulada original

$\Phi(\)$ é a distribuição acumulada normal padrão

Assim:

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)] \quad (4.42)$$

Igualando as densidades de probabilidades no ponto x^* , resulta:

$$\frac{1}{\sigma_{X_i}^N} = f_{X_i}(x_i^*) \quad (4.43)$$

Sendo $\Phi(\)$ a função densidade de probabilidade da distribuição normal padrão $N(0,1)$.

Logo:

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\Phi\{\Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)]\}}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (4.44)$$

A distribuição normal equivalente no ponto x^* será dada por $N(\mu_{X_i}^N, \sigma_{X_i}^N)$.

Para uma função cujo desempenho seja linear, tem-se:

$$g(X) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (4.45)$$

Sendo os cossenos diretores dados por:

$$\alpha_i = \frac{a_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2}} \quad (4.46)$$

O índice de confiabilidade β é dado por:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}^N}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i}^N)^2}} \quad (4.47)$$

N indica que a média e o desvio padrão representa uma distribuição normal equivalente.

O ponto de falha x^* é dado por:

$$x^* = \sigma_{X_i}^N x_i^* + \mu_{X_i}^N = \alpha_i \beta \sigma_{X_i}^N + \mu_{X_i}^N \quad (4.48)$$

De uma forma geral, determinar a distribuição normal equivalente consiste na substituição da média e do desvio padrão da distribuição original (μ_{X_i} e σ_{X_i}) por seus valores equivalentes ($\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$).

Como os valores das médias e desvios padrões das distribuições normais equivalentes dependem do ponto de falha x^* e nem sempre se dispõe desses valores, é possível utilizar um processo iterativo para se convergir ajustar as Eqs. (4.40) e (4.42), para convergir aos valores necessários.

Determinando um valor para x^* , calculam-se os valores para $\mu_{X_i}^N$ e $\sigma_{X_i}^N$, permitindo assim

determinar o valor do índice de confiabilidade β e os cossenos diretores α_i . A partir daí calcula-se o ponto de falha e testa-se a convergência do sistema, repetindo o processo até alcançar a convergência esperada.

4.6.2. Distribuição Lognormal

É normal um problema de engenharia apresentar variáveis aleatórias com distribuição que não devam assumir valores negativos, sendo conveniente adotar uma distribuição Lognormal, como por exemplo, a resistência à tração do aço. Se uma distribuição aleatória apresenta uma distribuição Lognormal, então seu logaritmo natural apresenta uma distribuição normal. A função densidade de probabilidade acumulada lognormal é dada por:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \lambda_x}{\zeta_x}\right), 0 \leq x \quad (4.49)$$

Segundo Ang e Tang (1990), função densidade de probabilidade é:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_x x} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda_x}{\zeta_x}\right)^2}, 0 \leq x < \infty \quad (4.50)$$

onde:

$$\lambda = \ln(\mu_x) - \frac{\zeta_x^2}{2} \quad (4.51)$$

$$\zeta_x^2 = \ln\left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right] \quad (4.52)$$

4.6.3. Distribuição de valores extremos - Gumbel

Uma vez conhecido o processo de transformação da distribuição das variáveis aleatórias normais em normais equivalentes, é necessário realizar o mesmo processo para variáveis cuja distribuição seja de valores extremos do tipo I ou Gumbel. Em Ang e Tang (1990) a função densidade de probabilidade acumulada é dada por:

$$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha_X(x-u_X)}] \quad (4.53)$$

Sendo a função densidade de probabilidade:

$$f_X(x) = \alpha_X e^{-\alpha_X(x-u_X)} \exp[-e^{-\alpha_X(x-u_X)}] \quad (4.54)$$

onde:

$$\alpha_X = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\sigma_X} \quad (4.55)$$

$$u_X = \mu_X - \frac{0,577}{\alpha_X} \quad (4.56)$$

4.7. Avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado

4.7.1. Função estado limite

Conforme visto anteriormente, a diferença entre a resistência e a solicitação é denominada função estado limite, sendo caracterizada neste trabalho pela diferença entre o momento resistente (M_R) da seção transversal mais solicitada e o somatório dos momentos provenientes das cargas permanentes ($M_{S,g}$) e das cargas variáveis ($M_{S,q}$), resultando na seguinte função estado limite:

$$g(x) = M_R - M_{S,g} - M_{S,q} \quad (4.57)$$

Os modelos para determinação dos momentos solicitantes são em função da carga distribuída linearmente ao longo do vão da viga (l) e o momento resistente da seção (M_R) é determinado através do apresentado no item 3.3 deste trabalho, assim:

$$g(x) = M_R - \frac{gl^2}{8} - \frac{ql^2}{8} \quad (4.58)$$

4.7.2. Variáveis aleatórias

Dentro do estudo sobre vigas de concreto armado, diferentes variáveis estão envolvidas, sejam elas referentes aos materiais que compõe a estrutura quanto aos carregamentos nela aplicados.

Por apresentar uma natureza aleatória, a resistência dos materiais mesmo dentro de um processo controlado de fabricação pode apresentar razoável dispersão de seus valores quando submetidos à ensaios, assim recorre-se à Teoria de Probabilidades para uma análise mais racional quanto à resistência do concreto e do aço.

Admitindo que a função densidade de probabilidade das resistências siga uma curva normal,

temos que a resistência característica de um material, seja a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) ou de tração do aço (f_{yk}), corresponde a um valor tal que exista uma probabilidade de 5% de se obter resistências inferiores à mesma. A Figura 4.7. representa a densidade de probabilidade da resistência do material, onde f_{Xk} e f_{Xm} representam respectivamente a resistência característica e a resistência média do material.

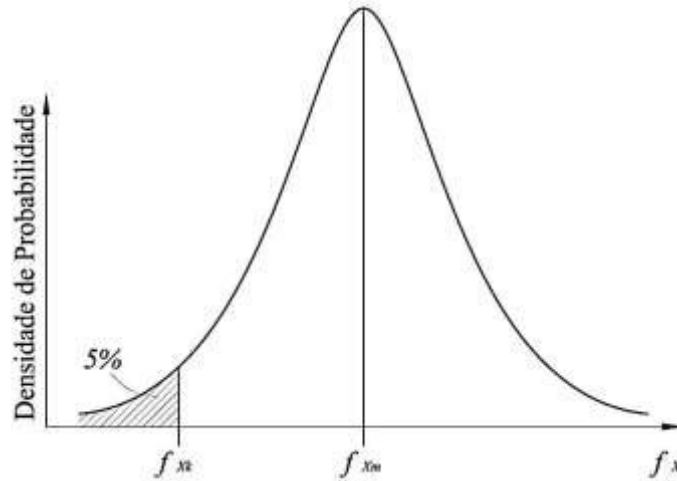


Figura 4.7: Densidade de probabilidade de resistência do material.

Sendo:

$$f_{Xk} = f_{Xm} - 1,65\sigma_X \quad (4.59)$$

$$\sigma_X = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(f_{xi} - f_{xm})^2}{(n - 1)}} \quad (4.60)$$

Para uma variável cujo valor médio (μ_X) obtido por uma distribuição normal, apresenta um coeficiente de variação dado por:

$$V_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (4.61)$$

Assim, substituindo a Eq. (4.61) (coef variação) na Eq. (4.59) (resistência) temos que o valor médio μ_X para a resistência de um dado material, que admitindo uma distribuição normal, é dado por:

$$\mu_X = \frac{f_{Xk}}{1 - 1,65V_X} \quad (4.62)$$

As variáveis aleatórias consideradas no projeto e seus respectivos parâmetros para utilização do método de avaliação da confiabilidade são apresentados na Tab. 4.3. Os tipos de distribuição das variáveis e os respectivos coeficientes de variação foram definidos segundo o apresentado por Galambos (1982).

Tabela 4.3 – Variáveis aleatórias.

VARIÁVEL	μ_X	$V_X = \sigma_X/\mu_X$	DISTRIBUIÇÃO
f_c	$\frac{f_{ck}}{(1 - 1,65V_X)}$	0,15	Normal
f_y	$\frac{f_{yk}}{(1 - 1,65V_X)}$	0,10	Lognormal
g	g_{nom}	0,10	Normal
q	q_{nom}	0,25	Gumbel

Para a resistência a tração do aço f_y , temos considerada uma distribuição Lognormal visto a impossibilidade de existir valores negativos, no entanto para um valor inicial médio μ_X , o qual servirá de aproximação inicial para a solução do problema de confiabilidade, foi adotado o valor médio da distribuição normal.

As variáveis referentes às solicitações apresentam como valor médio o seu valor nominal de carregamento.

4.7.3. Procedimento para o cálculo do índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade das vigas é determinado com a utilização de uma ferramenta que permita a solução de problemas de minimização. Para o procedimento adotado neste trabalho, foi utilizado a ferramenta *Solver*, integrada ao *software Excel*. Essa ferramenta recebe como dados de entrada as condições de restrição do problema na função de desempenho e determina a menor distância (β) entre a origem do sistema de variáveis transformadas e a superfície de falha, sendo a restrição imposta a própria função estado limite $g(x) = 0$.

São dados de entrada na planilha eletrônica os valores nominais das variáveis aleatórias (f_c , f_y , g , q), bem como dados referentes ao dimensionamento da viga, como seção (b_w , h , d), vão de

cálculo (l), módulo de elasticidade do aço (E_s), área de aço da armadura tracionada (A_{se}) e dano percentual de redução da área efetiva da armadura tracionada.

Considerando uma das vigas estudadas neste trabalho, a seguir são apresentados os elementos de entrada da planilha, os quais foram separados em duas tabelas, a Tab. 4.4 com os dados das variáveis aleatórias e a Tab. 4.5 com dados de dimensionamento da viga.

Tabela 4.4 - Dados de entrada – variáveis aleatórias

VARIÁVEL	VALOR NOMINAL	UNIDADE	TIPO DE DISTRIBUIÇÃO	MÉDIA	DESVIO PADRÃO	COEF. DE VARIAÇÃO
f_c	4,00	kN/cm ²	Normal	5,316	0,797	0,15
f_y	50,00	kN/cm ²	Lognormal	59,880	5,988	0,10
g	25,00	kN/m	Normal	25,000	2,500	0,10
q	75,00	kN/m	Gumbel	75,000	18,750	0,25

Tabela 4.5 - Dados de entrada – variáveis determinadas

VARIÁVEL	VALOR NOMINAL	UNIDADE
b_w	40,00	cm
h	100,00	cm
d	90,95	cm
E_s	21000,00	kN/cm ²
A_s	49,08	cm ²
$Dano$	0,00	%

Os valores médios da distribuição apresentados na Tab. 4.4 são utilizados como uma aproximação inicial do ponto de falha, onde são calculados a média e o desvio padrão normal equivalente e as variáveis reduzidas equivalentes ao ponto de falha (X_i^*), conforme apresentado na Tab. 4.6.

Tabela 4.6 - Aproximação inicial ao ponto de falha, média e desvio padrão normal equivalente e variável reduzida.

x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*
5,316	5,316	0,797	0,000
59,880	59,582	5,973	0,050
25,000	25,000	2,500	0,000
75,000	71,821	17,928	0,177

A partir daí a função *Solver* calcula, através de um processo iterativo, os valores do ponto de falha x_i^* para cada uma das variáveis envolvidas, bem como a média e o desvio padrão normal equivalente, as variáveis reduzidas e os cossenos diretores. É estabelecida uma tolerância para a convergência do sistema na ordem de 10^{-6} . A Tabela 4.7 apresenta os resultados para o ponto de falha no qual o sistema convergiu.

Tabela 4.7 - Valores referentes ao ponto de falha.

x_i^*	μ_i^N	σ_i^N	X_i^*	α_i^*
5,196	5,316	0,797	-0,150	0,051297
53,989	59,312	5,385	-0,988	0,337433
25,385	25,000	2,500	0,154	-0,05253
151,516	28,731	44,667	2,749	-0,93848

Para a função estado limite Eq. (4.57), são utilizados os valores do ponto de falha x_i^* e os dados constantes na Tab. 4.5, assim é possível determinar o momento resistente (M_R) e o momento solicitante total ($M_{S,g} + M_{S,q}$).

Portanto, a ferramenta *Solver* parte de um ponto inicialmente fornecido e realiza o processo de minimização do problema, convergindo para valores que satisfaçam a condição imposta pela função estado limite, permitindo assim a determinação do índice de confiabilidade (β), que para a viga demonstrada neste procedimento é **$\beta = 2,93$** .

Conforme será apresentado adiante, o valor obtido para β é considerado baixo devido a predominância da carga variável atuante na viga.

4.7.4. Validação pelo Método de Monte Carlo

Como forma de validar o procedimento adotado neste trabalho para a determinação do índice de confiabilidade pelo Método FORM, foi realizada a verificação dos resultados através do Método de Monte Carlo.

Segundo Paliga (2008) o Método de Monte Carlo depende de um processo com grande número de iterações em que utiliza em cada simulação um conjunto de valores das variáveis do problema, as quais são geradas aleatoriamente em função da distribuição de probabilidade escolhidas para cada variável.

Para cada repetição do processo é gerado um conjunto de soluções, que corresponde a um conjunto diferente de valores das variáveis aleatórias, sendo cada amostra obtida similar a uma amostra de observações experimentais. O processo é repetido até que seja encontrada uma solução, isto é, para cada simulação é avaliado o desempenho da estrutura e uma nova resposta mais precisa

é encontrada até a convergência.

Alcançar uma solução satisfatória através do Método de Monte Carlo exige um grande número de iterações, sendo necessário um grande esforço computacional de acordo com a quantidade de variáveis do sistema e o número de simulações necessárias à convergência.

Para a validação do estudo as vigas propostas neste trabalho foram simuladas pelo Método de Monte Carlo através do *software Excel*, onde foram consideradas as mesmas variáveis aleatórias e respectivas distribuições de probabilidade, bem como todos os dados referentes ao dimensionamento e redução das taxas efetivas de armadura como efeito de corrosão.

Para cada viga simulada foram estipuladas 10^7 iterações, de forma que os resultados apresentaram uma diferença percentual média a 1% para situações de dano de 0%, 10% e 20% e na ordem de 1,8% para danos de 30% na armadura tracionada, quando comparados aos resultados propostos obtidos pelo FORM.

O Método de Monte Carlo mostrou que a aplicação do FORM através do uso da ferramenta de minimização *Solver* é eficaz na determinação do índice de confiabilidade β visto que a diferença percentual entre os resultados para uma mesma situação de verificação é pequena. A Figura 4.8 apresenta a dispersão de pontos obtidos neste trabalho para os valores de índice de confiabilidade pelo Método FORM e Monte Carlo.

Para uma aproximação maior é sugerido um número maior iterações, o que por sua vez demanda um tempo maior de processamento. No Apêndice A são apresentados os valores de β segundo o Método de Monte Carlo para 36 vigas deste estudo.

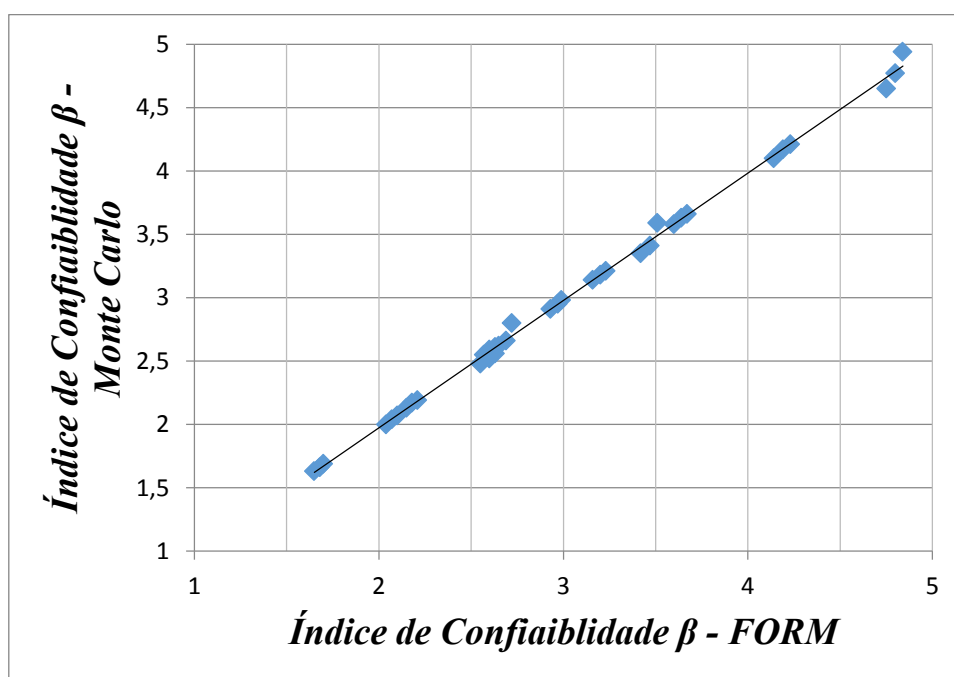


Figura 4.8 – Dispersão dos valores para índice de confiabilidade segundo os Métodos FORM e Monte Carlo.

5. APLICAÇÕES E RESULTADOS

5.1. Descrição e dimensionamento das vigas no ELU

A avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado no estado-último de flexão se deu através da análise de vigas biapoeadas, sendo todas de mesma seção retangular (40x100 cm) e mesmo vão de cálculo ($l = 10$ m).

Para o dimensionamento se adotou três diferentes resistências características à compressão do concreto (40 MPa, 45 MPa e 50 MPa), bem como um carregamento total (p_k) na ordem de 100 kN/m, onde g representa a parcela de carga permanente e q a parcela da carga variável. A Figura 5.1 demonstra a seção transversal típica da viga para um primeiro dimensionamento, onde se considerou um cobrimento para CAA-IV (5,0 cm), armadura transversal com estribos de 8 mm e utilização de barras longitudinais de 25 mm de diâmetro.

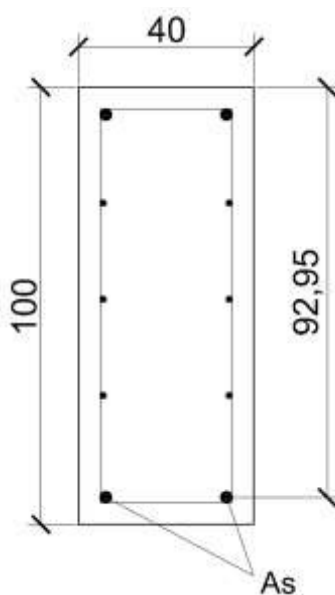


Figura 5.1- Seção transversal típica de dimensionamento. Medidas em cm.

De acordo com as prescrições da NBR-6118:2014 foram aplicados os coeficientes de minoração da resistência do concreto ($\gamma_c = 1,4$) e da tensão de escoamento do aço ($\gamma_s = 1,15$), assim como as combinações últimas de ações para o ELU, onde para o caso em estudo resulta em ($\gamma_f = 1,40$) para ambos os tipos de carregamento, visto que o carregamento variável é considerado único, sem a existência de ações variáveis principais e secundárias.

Os dados do dimensionamento das vigas são apresentados na tab. 5.1.

Tabela 5.1 - Valores referentes ao dimensionamento das vigas no ELU.

f_{ck} (MPa)	M_k (kN.m)	A_s (cm ²)	Armação adotada	$A_{s,e}$ (cm ²)
40	1250,00	49,11	10 Ø 25,0 mm	49,09
45	1250,00	48,29	10 Ø 25,0 mm	49,09
50	1250,00	47,68	10 Ø 25,0 mm	49,09

Assim, considerando as bitolas de aços comerciais, foi proposta a armação das vigas com uma mesma seção de barras, sendo 10 barras de 25 mm de diâmetro, dispostas em duas camadas conforme apresentado na Fig. 5.2.

Para a viga cujo $f_{ck} = 40$ MPa a área de aço calculada foi de 49,11 cm², sendo mantida a armação de 10 Ø 25,0 mm, visto que a diferença entre A_s e A_{se} é desprezível.

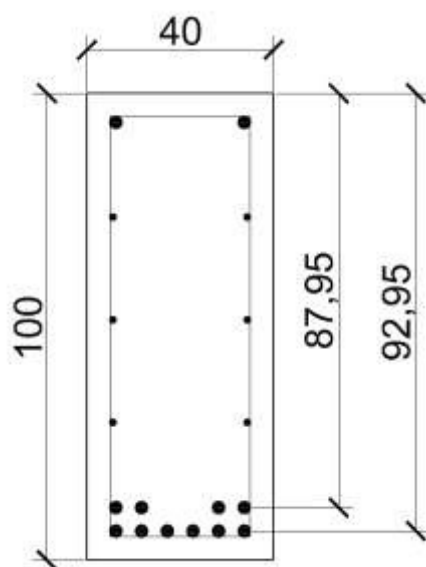


Figura 5.2 - Seção transversal dimensionada. Medidas em cm.

5.2. Estudos paramétricos – Definição

Visando comparar a confiabilidade de vigas de concreto armado sob diferentes condições de resistência e de solicitações, foram analisadas 36 vigas de seção retangular e verificado o quanto a variação de cada parâmetro envolvido no dimensionamento afeta o índice de confiabilidade β das vigas.

Foram realizadas variações em três parâmetros referentes à resistência, solicitações e taxa de armadura de tração. As variações se deram da seguinte maneira:

a) Resistência característica do concreto (f_{ck}):

Foram verificadas vigas com três diferentes valores para f_{ck} , sendo adotados valores de 40 MPa, 45 MPa e 50 MPa. Todos os valores adotados são ≥ 40 MPa, respeitando o disposto na Tab. 2.3 para CAA-IV.

b) Relação entre carregamento permanente e a carga total (r):

O carregamento permanente g_k é definido pela soma do carregamento g_1 e g_2 , que representam respectivamente o peso próprio da viga e a sobrecarga permanente. A carga total p_k representa a soma do carregamento permanente g_k e do carregamento variável q_k , assim a relação r é expressa por:

$$r = \frac{g_k}{p_k} = \frac{g_k}{g_k + q_k} = \frac{g_k}{(g_1 + g_2) + q_k} \quad (5.1)$$

Assim, foram feitas variações no valor de r , tendo este variado em 0,25, 0,50 e 0,75, consequentemente variando a proporção entre o carregamento permanente e variável.

c) Dano por corrosão na armadura de tração:

Para analisar a confiabilidade de vigas de concreto diante da redução na área efetiva de aço da armadura de tração, simulando a perda de resistência por corrosão, foram aplicados fatores de redução na ordem de 10%, 20% e 30% da área inicialmente projetada. Além das reduções aplicadas é apresentada também a confiabilidade para vigas sem dano, isto é, dano com percentual de 0%.

Assim, com a variação dos parâmetros adotados, é apresentado um conjunto de 36 vigas, visto a variação dos parâmetros:

$$3[f_{ck}] \times 3[r] \times 4[Dano\%] = 36 \text{ vigas} \quad (5.2)$$

A identificação das vigas é feita a partir de uma codificação com referência aos parâmetros envolvidos. A Figura 5.3 ilustra a nomenclatura utilizada:

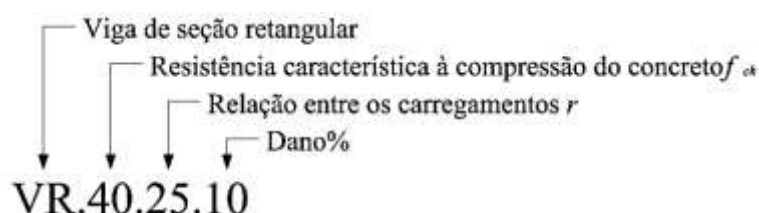


Figura 5.3 - Identificação para vigas.

5.3. Resultados para índice de confiabilidade

Feito o dimensionamento das vigas conforme recomendações apresentadas no capítulo 2 e detalhada no item 5.1, passa-se para a etapa de análise de confiabilidade com a utilização do procedimento apresentado no item 4.8.3, sendo este aplicado às 36 combinações de parâmetros apresentados anteriormente.

A seguir são apresentadas a Tabs. 5.2 e 5.3 com os resultados do índice de confiabilidade β para cada combinação de parâmetros.

Tabela 5.2 - Resultados para índice de confiabilidade de vigas.

VIGAS	f_{ck} (MPa)	r (g_k/p_k)	$A_{s,e}$ (cm²)	Dano (%)	$A_{s,efetiva}$ (cm²)	β
VR.40.25.00	40	0,25	49,09	0	49,09	2,93
VR.40.25.10	40	0,25	49,09	10	44,18	2,57
VR.40.25.20	40	0,25	49,09	20	39,27	2,15
VR.40.25.30	40	0,25	49,09	30	34,36	1,65
VR.40.50.00	40	0,50	49,09	0	49,09	3,60
VR.40.50.10	40	0,50	49,09	10	44,18	3,16
VR.40.50.20	40	0,50	49,09	20	39,27	2,65
VR.40.50.30	40	0,50	49,09	30	34,36	2,04
VR.40.75.00	40	0,75	49,09	0	49,09	4,75
VR.40.75.10	40	0,75	49,09	10	44,18	4,14
VR.40.75.20	40	0,75	49,09	20	39,27	3,42
VR.40.75.30	40	0,75	49,09	30	34,36	2,55
VR.45.25.00	45	0,25	49,09	0	49,09	2,97
VR.45.25.10	45	0,25	49,09	10	44,18	2,60
VR.45.25.20	45	0,25	49,09	20	39,27	2,18
VR.45.25.30	45	0,25	49,09	30	34,36	1,68
VR.45.50.00	45	0,50	49,09	0	49,09	3,64
VR.45.50.10	45	0,50	49,09	10	44,18	3,20
VR.45.50.20	45	0,50	49,09	20	39,27	2,69
VR.45.50.30	45	0,50	49,09	30	34,36	2,07
VR.45.75.00	45	0,75	49,09	0	49,09	4,80
VR.45.75.10	45	0,75	49,09	10	44,18	4,19
VR.45.75.20	45	0,75	49,09	20	39,27	3,47
VR.45.75.30	45	0,75	49,09	30	34,36	2,60

Tabela 5.3 - Resultados para índice de confiabilidade de vigas - continuação.

<i>VIGAS</i>	f_{ck} (MPa)	r (g_k/p_k)	$A_{s,e}$ (cm ²)	<i>Dano</i> (%)	$A_{s,efetiva}$ (cm ²)	β
VR.50.25.00	50	0,25	49,09	0	49,09	2,99
VR.50.25.10	50	0,25	49,09	10	44,18	2,63
VR.50.25.20	50	0,25	49,09	20	39,27	2,21
VR.50.25.30	50	0,25	49,09	30	34,36	1,70
VR.50.50.00	50	0,50	49,09	0	49,09	3,67
VR.50.50.10	50	0,50	49,09	10	44,18	3,23
VR.50.50.20	50	0,50	49,09	20	39,27	2,72
VR.50.50.30	50	0,50	49,09	30	34,36	2,10
VR.50.75.00	50	0,75	49,09	0	49,09	4,84
VR.50.75.10	50	0,75	49,09	10	44,18	4,23
VR.50.75.20	50	0,75	49,09	20	39,27	3,51
VR.50.75.30	50	0,75	49,09	30	34,36	2,63

5.4. Estudos paramétricos – Resultados

a) Influência da resistência característica à compressão do concreto:

Pela variação isolada da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} é verificado o comportamento do índice de confiabilidade β para as três diferentes relações de carregamento r . Em cada verificação foram plotadas curvas para as quatro situações de dano na armadura de tração, conforme apresentadas nas Figs. 5.4, 5.5 e 5.6.

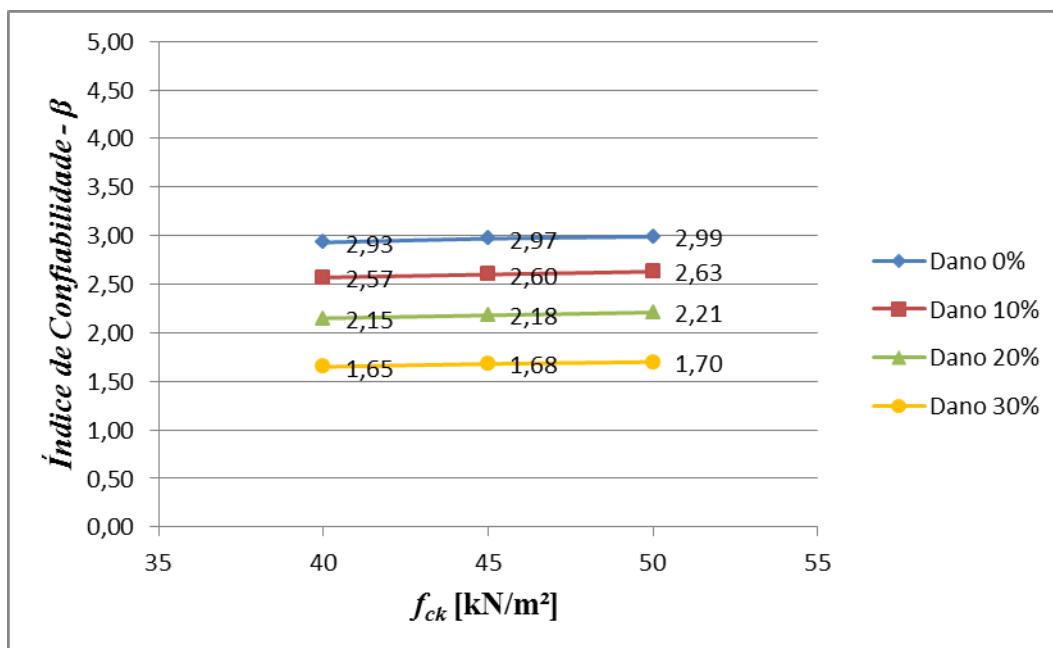


Figura 5.4 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,25$).

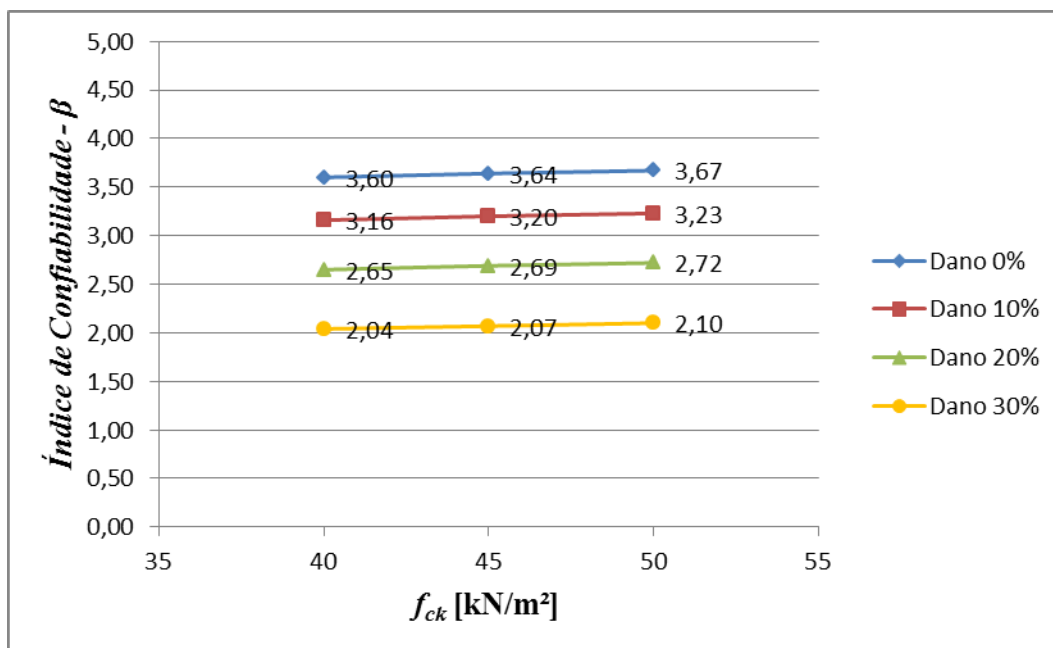


Figura 5.5 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,50$).

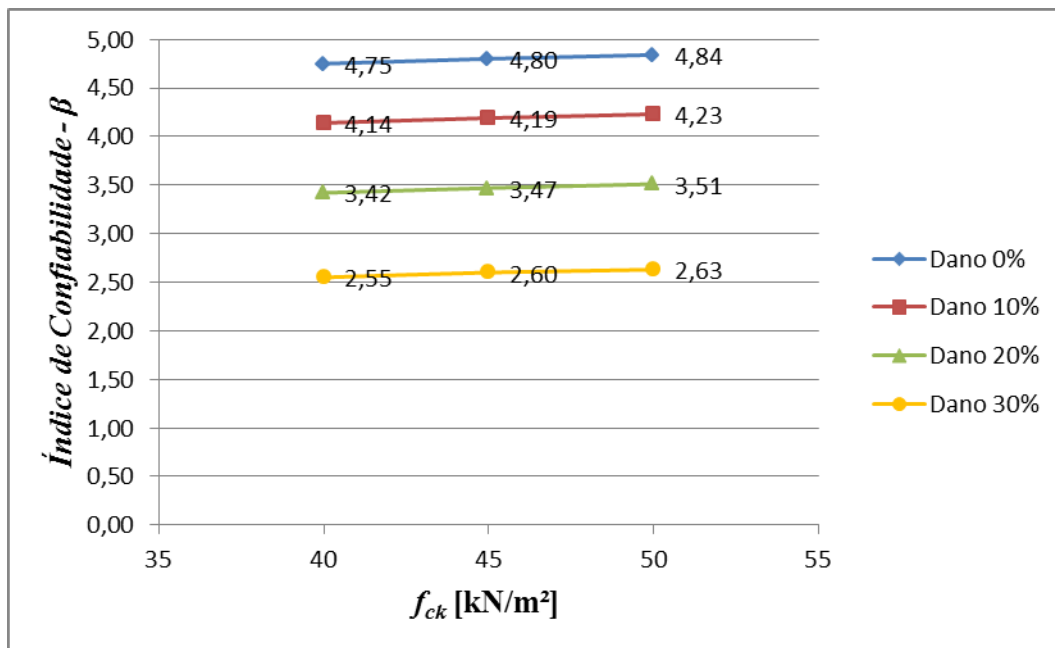


Figura 5.6 - Variação de $\beta \times f_{ck}$ ($r = 0,75$).

Nas Figura. 5.4, 5.5 e 5.6, é possível verificar que o índice de confiabilidade das vigas aumenta conforme cresce a resistência à compressão do concreto, no entanto a variação do índice é muito pequena, indicando que a variação isolada do f_{ck} apresenta baixa influência sobre β .

Observou-se também que para a relação de carregamento $r = 0,25$, a variação de β é em média de 0,03 para cada 5 MPa elevados na resistência do concreto, e conforme aumenta-se a relação r , β aumenta para o um mesmo f_{ck} , no entanto as variações permanecem pequenas.

b) Influência da relação de carregamento r :

Foi verificada a variação de β para cada variação de r para três cenários diferentes, cada um com um valor diferente de f_{ck} , sendo plotadas curvas de acordo com o dano percentual. Nesta comparação, a influência da relação (r) entre o carregamento permanente e a carga total, é possível observar que a mudança na relação entre carregamentos promove considerável alteração no índice de confiabilidade β , conforme apresentado nas Figs. 5.7, 5.8 e 5.9 ilustram a variações.

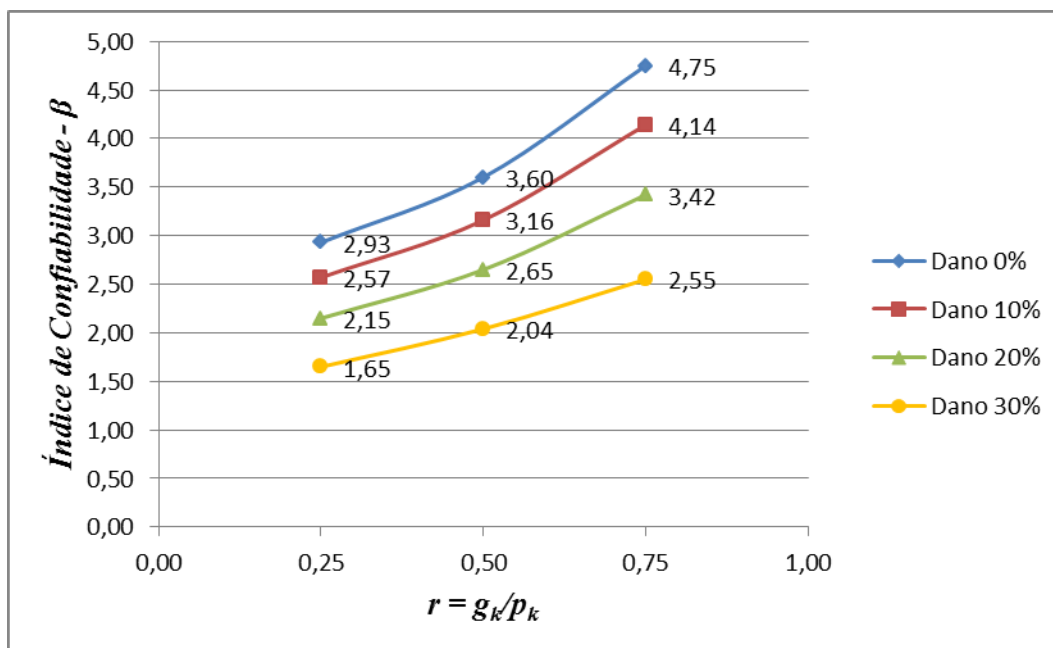


Figura 5.7 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=40$ MPa).

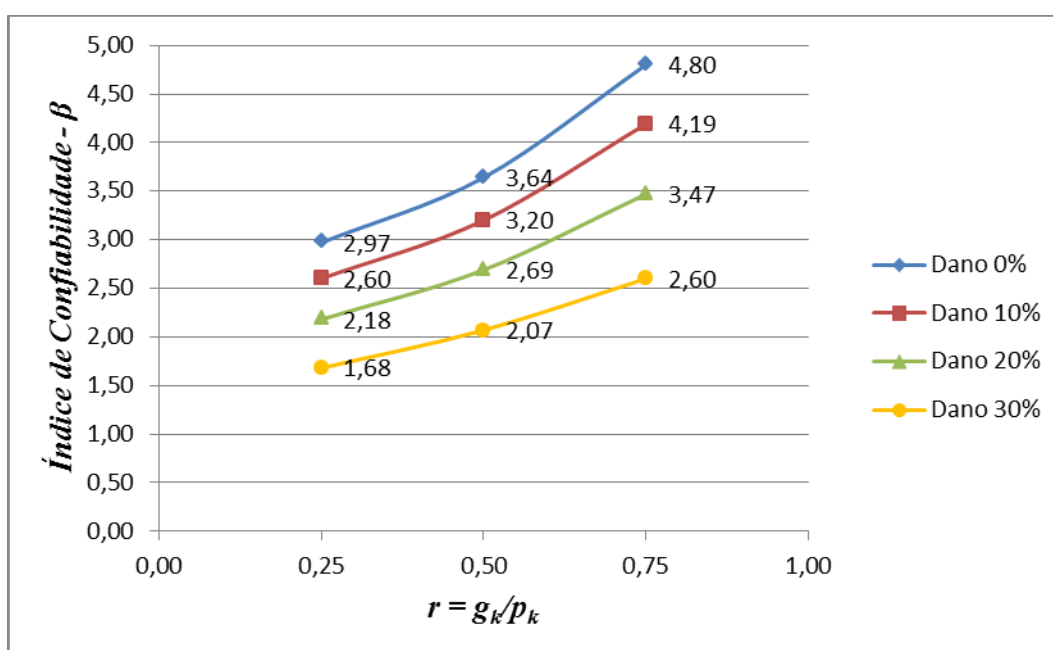


Figura 5.8 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=45$ MPa).

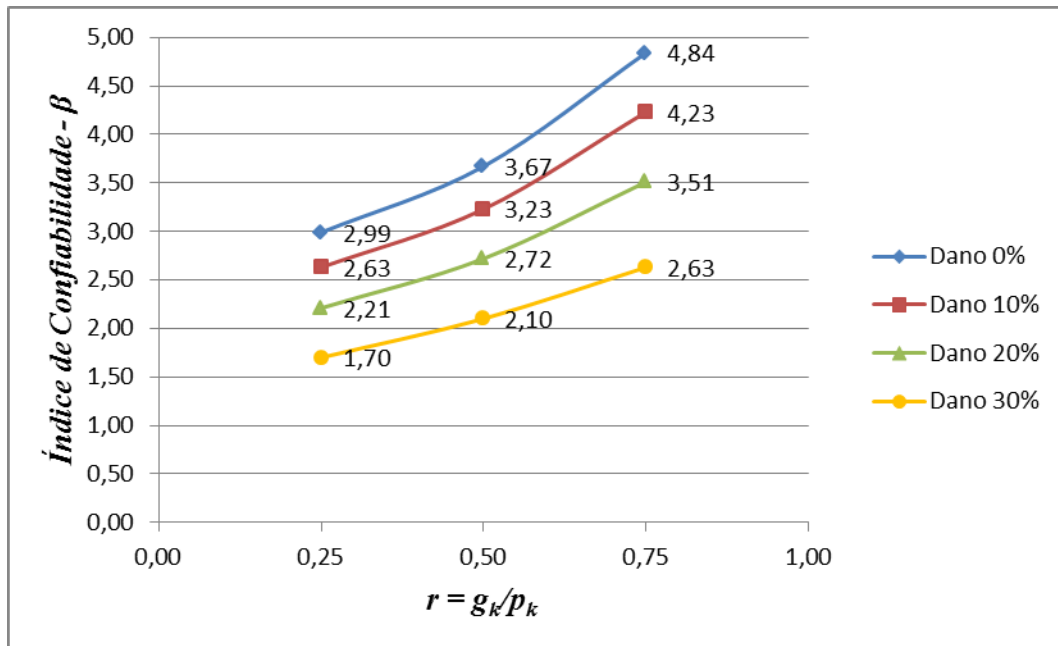


Figura 5.9 - Variação de $\beta \times r$ ($f_{ck}=50$ MPa).

Observando o desenvolvimento do índice de confiabilidade β de acordo com a variação de r , podemos verificar que este aumenta na medida em que a carga permanente passa a ser dominante. Isso pode ser verificado a partir do ponto em que as cargas apresentam o mesmo peso ($r = 0,50$), a curva tende a ter uma maior inclinação para carregamentos permanentes dominantes ($r = 0,75$) e uma menor inclinação quando o carregamento dominante é o variável ($r = 0,25$). Esse entendimento se dá visto que para a relação $r = 0,25$, a carga variável q_k corresponde à 75% do carregamento, o que dentro de uma probabilidade de valores extremos, tende a alcançar valores muito elevados, consequentemente reduzindo os valores de β .

c) Influência da redução da área efetiva de armadura (*Dano%*):

O último parâmetro estudado é a ocorrência de dano na armadura tracionada devido à corrosão. Aqui foram verificadas as variações do índice de confiabilidade β de acordo com a redução percentual da área efetiva de aço, sendo traçadas curvas para cada relação de carregamento (r) dentro de três diferentes cenários de resistências à compressão. As Figs. 5.10, 5.11 e 5.12 ilustram os resultados.

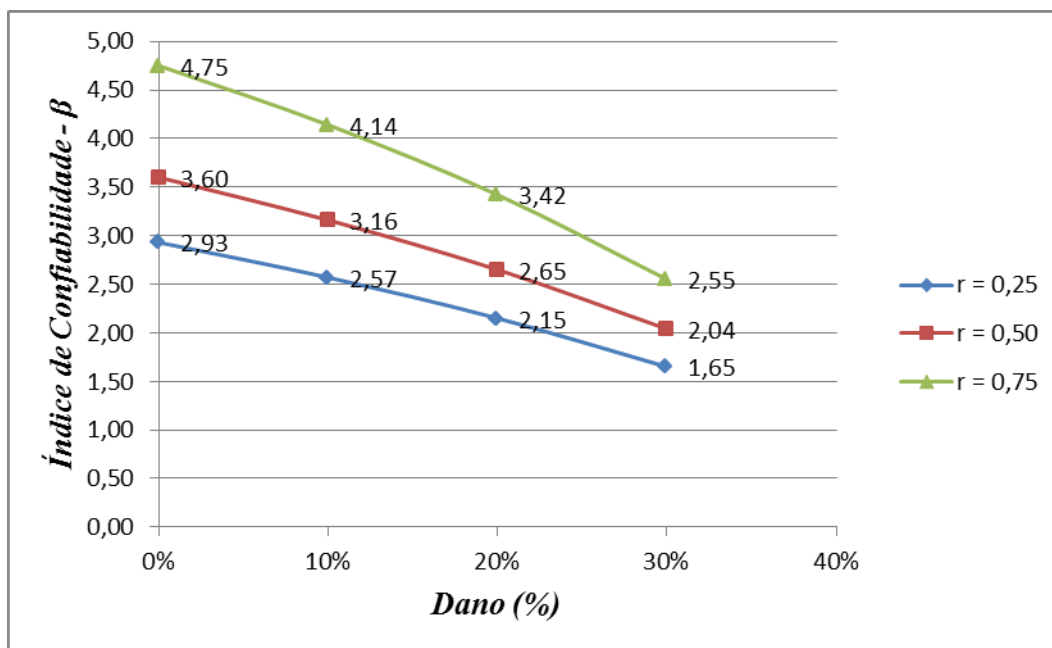


Figura 5.10 - Variação de $\beta \times Dano(\%)$ ($f_{ck}=40$ MPa).

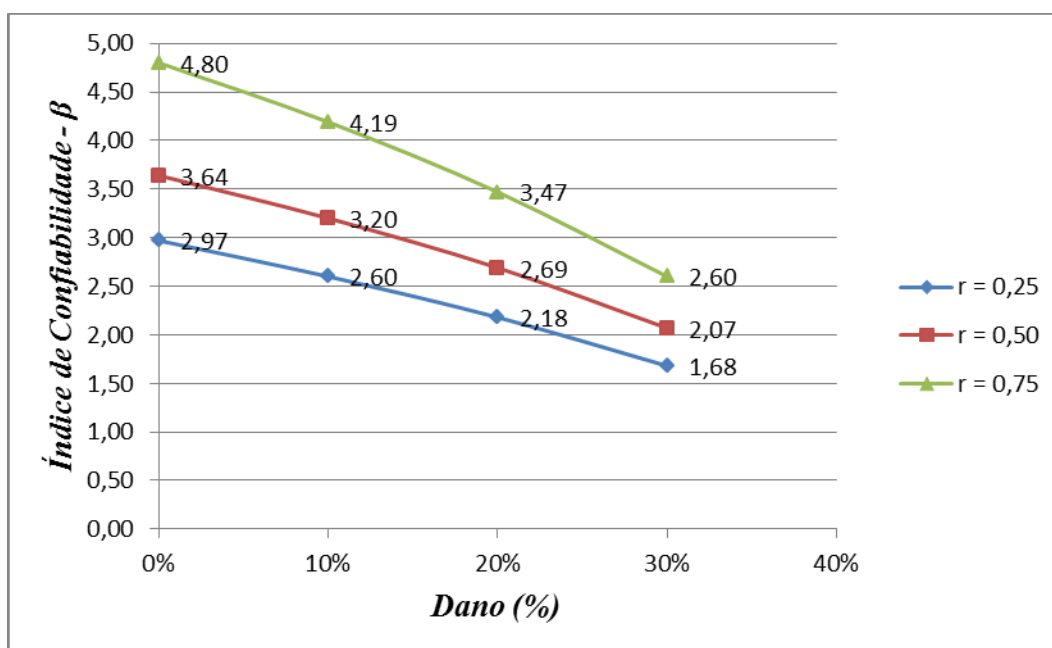


Figura 5.11 - Variação de $\beta \times Dano(\%)$ ($f_{ck}=45$ MPa).

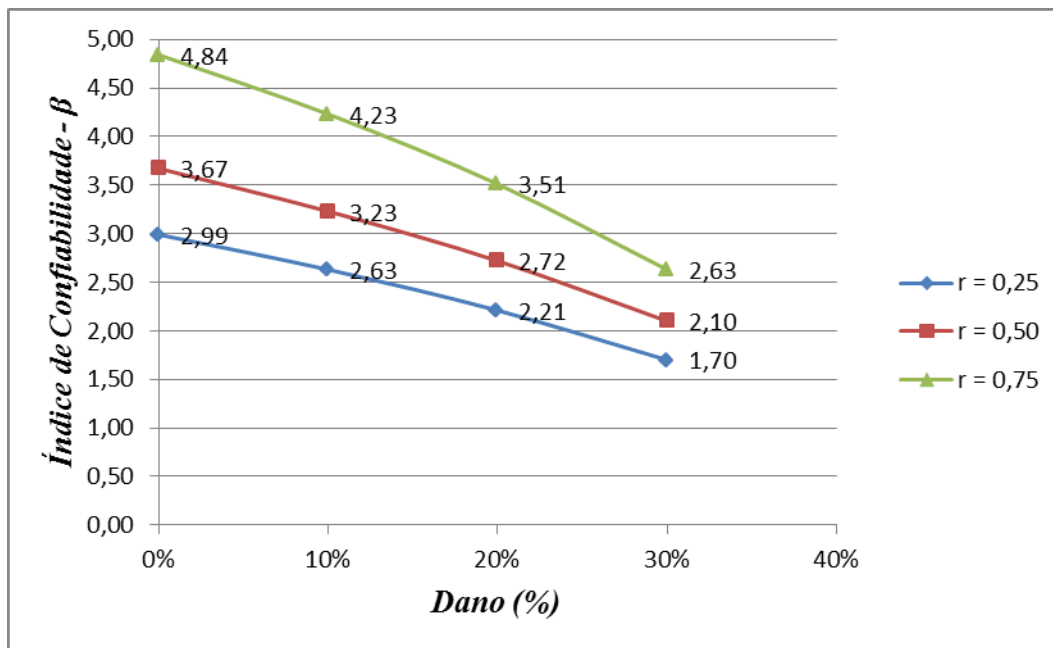


Figura 5.12: Variação de $\beta \times Dano(\%)$ ($f_{ck} = 50$ MPa).

A redução da armadura efetiva de tração, como esperado, ocasiona a redução do índice de confiabilidade. É possível observar que para valores de $r = 0,25$, o índice de confiabilidade apresenta uma redução mais tênue, enquanto que para $r = 0,75$ a redução é mais acentuada para um mesmo percentual de dano.

6. CONCLUSÕES

O estudo de confiabilidade de vigas de concreto armado em ambientes portuários e a avaliação dos coeficientes de segurança propostos pela NBR 6118:2014 se mostraram de grande importância diante dos resultados obtidos. O presente trabalho abordou a avaliação do índice de confiabilidade de vigas isostáticas para estruturas portuárias sob o estado último de flexão realizando a comparação entre a variação de diferentes parâmetros envolvidos no dimensionamento da estrutura.

Os resultados para o índice de confiabilidade foram gerados para 36 vigas, dentre as quais 9 apresentaram integridade total da área efetiva de armadura tracionadas (dano de 0%) e as demais tiveram essa área reduzidas em percentuais de 10%, 20% e 30%, considerando um efeito de dano por corrosão.

Em um primeiro estudo paramétrico foi realizada a comparação da variação de β conforme a variação da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , onde se verificou que a influência deste parâmetro é pouco significativa. A baixa influência do f_{ck} em β é dada visto que no estado limite último de flexão a força resultante de compressão do concreto é menor, função da zona comprimida ser reduzida em relação à altura da seção.

Um segundo estudo paramétrico realizado se deu por meio da variação de β em função da variação da relação (r) entre o carregamento permanente e a carga total, tendo este apresentado um grande impacto na variação de β . A confiabilidade da estrutura cresce acentuadamente à medida que a carga permanente aumenta e a acidental diminui. Isto se justifica em função do coeficiente de variação do carregamento, sendo para a carga permanente é igual a 0,10 e para a carga variável é 0,25. Na relação r , o valor maior da carga com o menor coeficiente de variação frente ao carregamento de maior variabilidade tende a aumentar o índice de confiabilidade.

O terceiro estudo paramétrico compara a variação de β em função do dano percentual na área efetiva de armadura tracionada, podendo ser verificado, e como já esperada, a redução gradativa de β , visto a redução da área efetiva resistente de tração na região de maior solicitação.

Dentre os estudos paramétricos realizados, é possível concluir que para as relações em que $r = 0,25$, todos os valores ficam abaixo do índice alvo proposto, indicando a necessidade de uma revisão dos coeficientes de segurança apresentados nas normas brasileiras para carga variável.

Em situações em que $r = 0,50$, verificamos que os índices de confiabilidade se mantêm dentro do esperado para uma armadura tracionada íntegra, mas à medida que surge o dano estes valores saem dos limites estipulados.

Já para relações de $r = 0,75$, os índices de confiabilidade são elevados, permitindo que a

armadura tracionada sofra danos de até 20% para qualquer condição de f_{ck} mantendo o índice de confiabilidade dentro de parâmetros muito próximos ao estipulado.

Após a análise das 36 vigas de concreto armado dimensionadas no estado limite último de flexão segundo prescrições da NBR 6118:2014, sob a atuação de carregamento pesado em ambiente de grande agressividade ambiental, foi possível estabelecer um comparativo entre a confiabilidade de vigas e a variação de parâmetros como a resistência do concreto, relação de carregamentos permanentes e variáveis e redução na área de armadura tracionada.

Em geral, os valores obtidos para o índice de confiabilidade dessas estruturas se mostram adequados, estando dentro dos valores considerados seguros para condições de integridade estrutural, contudo para situações de carregamento variável elevado, os parâmetros de segurança estabelecidos pela norma brasileira não se mostraram suficientes para garantir a segurança estrutural.

Portanto, em função dos resultados obtidos e dentro de um contexto portuário, onde o grande fluxo e a aleatoriedade de cargas estão presentes, sugere-se que seja feita uma revisão dos coeficientes de segurança apresentados pela norma brasileira, entrando assim em conformidade com normas internacionais e garantindo uma maior segurança para as estruturas portuárias de nosso país.

Este trabalho sugere também que sejam incluídas na normatização brasileira, índices de confiabilidade alvo e respectivas metodologias para determinação destes, permitindo assim que projetistas possam verificar a confiabilidade das estruturas, com base em normas nacionais.

Diante do exposto neste trabalho e de maneira a contribuir com o estudo sobre a confiabilidade de estruturas de concreto armado em ambiente portuário, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Análise de confiabilidade de vigas de concreto armado em ambiente portuário, adotando além do estado limite último – ELU a verificação quanto ao estado limite de serviços – ELS, verificando principalmente a abertura de fissuras;
- b) Ampliar o número de variáveis aleatórias envolvidas no estudo, bem como variar seções, vãos de cálculo e tipos de carregamento;
- c) Incluir como parâmetro de avaliação da confiabilidade estrutural índice de deterioração para o concreto armado, como por exemplo, carbonatação, ação de cloretos e reações expansivas;
- d) Utilização do método dos elementos finitos como forma de estudar o comportamento geral da viga frente às condições propostas.
- e) Realizar um estudo sobre a penetração de cloretos no concreto, verificar a corrosão da armadura e implementar essa variável ao processo.

7. REFÊRENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALENCAR, G. L. P. Recuperação e Reforço de Tubulões de Pier. **Revista Engenharia Estudo e Pesquisa**. Vol. 10 n.2 Cap.10. 2010.

ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design. Volume I: basic principles**. John Wiley & Sons, 1975.

ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: decision, risk and reliability**. John Wiley & Sons, 1990.

ARAÚJO, J.'M. Probabilistic analysis of reinforced concrete columns. **Advances in Engineering Software** 32, 871-879, 2001.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Volumes 1 e 2. Editora Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR-6118**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento: NBR-8681**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aço destinado a armaduras para estrutura de concreto armado: NBR 7480**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concretos para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência: NBR 8953**. Rio de Janeiro, 1992.

AYYUB, B.M.; McCUEN, R.H., **Probability, statistics and reliability for engineers and scientists**, 2nd ed., Chapman & Hall/CRC, 2011.

BANCO DE IMAGENS ROYALTY FREE. 123RF. <https://goo.gl/bgVFhB>. (2015)

BIANCO, L. P. O. **Critérios de projeto em obras portuárias: uma comparação entre as normas**

brasileira e estrangeiras. 2015. Projeto de graduação em Engenharia Civil – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação.** Editora UnB. Brasília. 2008.

DINIZ, S.M.C. A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas, **VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, São Paulo, 8 a 11 de abril de 2006 (CD-ROM), 2006.

DITLEVSEN, O. ; MADSEN, H.O. **Structural Reliability Methods.** New York, Wiley, 1996.

EL-REEDY, M.A. **Reinforced concrete structural reliability.** CRC Press, 2013.

ELLINGWOOD, B; MacGREGOR, J; GALAMBOS, T. V.; CORNELL, C. A.. Probability Based Load Criteria: Load Factor and Load Combinations, **Journal of Structural Division**, Vol. 108, No. 5, 1982.

ERASO, A. I. R. **Análise de Confiabilidade de Longarinas de Pontes Ferroviárias de Concreto Armado.** 2011. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

ESTES, A. C.; FRANGOPOL, D. M.. Load rating versus reliability analysis. **Journal of Structural Engineering.** 131:843-847, May, 2005.

GALAMBOS, T. V. **Design Codes, Engineering Safety.** MC Gral Hill. 1982.

GOMES, H. M.; AWRUCH, a. M. **Análise da Confiabilidade de Estruturas de Concreto Armado Incluindo Campos Estocásticos.** Mecânica Computacional. Vol. 20, P. 266-273. Córdoba, 2001.

GOMES, H. M. **Técnicas de avaliação da confiabilidade em estruturas de concreto armado.** 2001. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

GRAZIANO, F. P. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. O Nome da Rosa Editora Ltda, 1ed., Novembro. 2005.

HALDAR, A. & MAHADEVAN, S., **Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design**, John Wiley and Sons, 2000.

JCSS, Joint Committee on Structural Safety. **Probabilistic Model Codes**. Disponível em http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code, 2016.

LIBERATI, E. A. P. ; LEONEL, E.D. ; NOGUEIRA, C. G. . Influence of the reinforcement corrosion on the bending moment capacity of reinforced concrete beams: a structural reliability approach. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, p. 379-413, 2014.

LOW, B. K.; TANG, W, H.. Efficient Spreadsheet Algorithm for First-Order Reliability Method. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, December, 2007.

LOW, B. K.; TANG, W. H.. **New FORM algorithm with example applications**. Proceedings of the Fourth Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Applications, Hong Kong, June, 2008.

MASON, J. **Obras portuárias**. Ed. Campus, 2ª Ed., Rio de Janeiro, 1983.

MEDINA, B. L. **Recuperação estrutural de um cais**. 2013. Projeto de graduação em Engenharia Civil – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MELCHERS, R.E., **Structural reliability analysis and prediction**. 2nd Ed. Chichester: John Wiley & Sons, Inc., 1999.

NARVÁEZ, N. S. **Projeto baseado em confiabilidade de vigas em concreto armado com e sem reforço de compósito de fibras de carbono**. 2012. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

NOGUEIRA, H. A. T. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado**

segundo a NBR 6118:2014. 2016; Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estrutura – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.

NOWAK, A. S; COLLINS, K.R., **Reliability of Structures.** 2nd ed. CRC Press, 2012.

NOWAK, A.; SZERSZEN, M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance, **ACI Structural Journal**, American Concrete Institute, 100(3), pp. 377-382, 2003a.

NOWAK A. S.; SZERSZEN, M. M.. Calibration os design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors. **ACI Structural Journal**, title no. 100-S42, May/June, 2003.

PALIGA. C. M. **Análise probabilística de vigas de concreto armado recuperadas à flexão, através do método de Monte Carlo utilizando um modelo de elementos finitos.** 2008. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

PALIGA, C. M.; REAL, M. V.; FILHO, A. C. **Estudo da confiabilidade de vigas de concreto armado deterioradas pela agressividade do ambiente marítimo.** 2008. Disponível em <http://repositorio.furg.br/handle/1/1683>.

REAL. M. V. **Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob o estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos.** 2000. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

REAL, M.V.; ARAÚJO, J.M. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com a nova NBR-6118. **44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, 2002, Belo Horizonte. Anais. 2002. v. 1, p. 1-14.

REAL, M. V. **Notas de aula - Confiabilidade em Engenharia Oceânica.** 2012. Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande.

RIBEIRO, S. E. C. **Análise da confiabilidade de vigas de concreto armado com plástico**

reforçado por fibras. 2009. Tese de doutorado em Engenharia de Estrutura – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais.

RIBEIRO, S. E. C.; DINIZ, S.M.C. Reliability-based design recommendations for FRP-reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 52, p. 273-283, 2013.

ROCHA, R. G. **Análise de confiabilidade de vigas portuárias de concreto protendido.** 2014. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande.

SAN MARTINS. D. A. **Confiabilidade de vigas pré-tracionadas de concreto protendido.** 2014. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SANTIAGO, W.C. ; BECK, A. T. . Estudo da (Não-)Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade de Pilares Curtos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 4, p. 663-690, 2011.

SANTOS, D. M; STUCCHI, F. R.; BECK, A. T. Confiabilidade de vigas projetos de acordo com as normas brasileiras. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**. Vol. 7 n.5. P. 723-746. 2014.

SILVA, Jefferson Lins da ; El Debs, M. K. ; Beck, A. T. Reliability Evaluation of Reinforced Concrete Pipes in Crack Opening Limit State. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 1, p. 314-330, 2008.

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, No. 3, May-June, pp. 383-391,2003.

SZERSZEN, M. M.; SZWED, A. S.; NOWAK, A.S. Reliability analysis of eccentrically loaded columns. **ACI Structural Journal**, V. 102, No. 5, Sep-Oct, pp. 676-688,2005.

VEIGA. J. M. G. C. **Métodos de análise das incertezas na verificação da segurança estrutural em engenharia civil.** 2008. Tese de doutorado em Ciências de Engenharia – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal.

APÊNDICE A

ÍNDICES DE CONFIABILIDADE β SEGUNDO O MÉTODO DE MONTE CARLO

<i>VIGAS</i>	f_{ck} (MPa)	r (g_k/p_k)	$A_{s,e}$ (cm ²)	<i>Dano</i> (%)	$A_{s,efetiva}$ (cm ²)	β^*
VR.40.25.00	40	0,25	49,09	0	49,09	2,91
VR.40.25.10	40	0,25	49,09	10	44,18	2,55
VR.40.25.20	40	0,25	49,09	20	39,27	2,13
VR.40.25.30	40	0,25	49,09	30	34,36	1,63
VR.40.50.00	40	0,50	49,09	0	49,09	3,58
VR.40.50.10	40	0,50	49,09	10	44,18	3,14
VR.40.50.20	40	0,50	49,09	20	39,27	2,62
VR.40.50.30	40	0,50	49,09	30	34,36	2,00
VR.40.75.00	40	0,75	49,09	0	49,09	4,65
VR.40.75.10	40	0,75	49,09	10	44,18	4,10
VR.40.75.20	40	0,75	49,09	20	39,27	3,35
VR.40.75.30	40	0,75	49,09	30	34,36	2,48
VR.45.25.00	45	0,25	49,09	0	49,09	2,95
VR.45.25.10	45	0,25	49,09	10	44,18	2,59
VR.45.25.20	45	0,25	49,09	20	39,27	2,17
VR.45.25.30	45	0,25	49,09	30	34,36	1,66
VR.45.50.00	45	0,50	49,09	0	49,09	3,63
VR.45.50.10	45	0,50	49,09	10	44,18	3,18
VR.45.50.20	45	0,50	49,09	20	39,27	2,66
VR.45.50.30	45	0,50	49,09	30	34,36	2,04
VR.45.75.00	45	0,75	49,09	0	49,09	4,77
VR.45.75.10	45	0,75	49,09	10	44,18	4,17
VR.45.75.20	45	0,75	49,09	20	39,27	3,41
VR.45.75.30	45	0,75	49,09	30	34,36	2,52
VR.50.25.00	50	0,25	49,09	0	49,09	2,98
VR.50.25.10	50	0,25	49,09	10	44,18	2,61
VR.50.25.20	50	0,25	49,09	20	39,27	2,19
VR.50.25.30	50	0,25	49,09	30	34,36	1,69
VR.50.50.00	50	0,50	49,09	0	49,09	3,66
VR.50.50.10	50	0,50	49,09	10	44,18	3,21
VR.50.50.20	50	0,50	49,09	20	39,27	2,80
VR.50.50.30	50	0,50	49,09	30	34,36	2,07
VR.50.75.00	50	0,75	49,09	0	49,09	4,94
VR.50.75.10	50	0,75	49,09	10	44,18	4,21
VR.50.75.20	50	0,75	49,09	20	39,27	3,59
VR.50.75.30	50	0,75	49,09	30	34,36	2,56

* 10^7 iterações