

Amanda Fernandes Pereira da Silva
(Organizadora)

ENGENHARIA- RIAS: Pesquisa, desenvolvimento e inovação 3



Amanda Fernandes Pereira da Silva
(Organizadora)

ENGENHARIA- RIAS: Pesquisa, desenvolvimento e inovação 3



Editora chefe

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Editora executiva

Natalia Oliveira

Assistente editorial

Flávia Roberta Barão

Bibliotecária

Janaina Ramos

Projeto gráfico

Bruno Oliveira

Camila Alves de Cremo

Luiza Alves Batista

Imagens da capa

iStock

Edição de arte

Luiza Alves Batista

2023 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do texto © 2023 Os autores

Copyright da edição © 2023 Atena

Editora

Direitos para esta edição cedidos à Atena Editora pelos autores.

Open access publication by Atena Editora



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição *Creative Commons*. Atribuição-Não-Comercial-Não-Derivativos 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores, inclusive não representam necessariamente a posição oficial da Atena Editora. Permitido o *download* da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

Conselho Editorial**Ciências Exatas e da Terra e Engenharias**

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto

Profª Drª Alana Maria Cerqueira de Oliveira – Instituto Federal do Acre

Profª Drª Ana Grasielle Dionísio Corrêa – Universidade Presbiteriana Mackenzie

Profª Drª Ana Paula Florêncio Aires – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro

Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás

Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná

Prof. Dr. Cleiseano Emanuel da Silva Paniagua – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás

Prof. Dr. Douglas Gonçalves da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof^o Dr^o Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof^o Dr^o Glécilla Colombelli de Souza Nunes – Universidade Estadual de Maringá
Prof^o Dr^o Iara Margolis Ribeiro – Universidade Federal de Pernambuco
Prof^o Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Dr. Juliano Bitencourt Campos – Universidade do Extremo Sul Catarinense
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Prof^o Dr^o Luciana do Nascimento Mendes – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Marques – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Marco Aurélio Kistemann Junior – Universidade Federal de Juiz de Fora
Prof^o Dr^o Maria José de Holanda Leite – Universidade Federal de Alagoas
Prof. Dr. Miguel Adriano Inácio – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
Prof. Dr. Milson dos Santos Barbosa – Universidade Tiradentes
Prof^o Dr^o Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof^o Dr^o Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Prof. Dr. Nilzo Ivo Ladwig – Universidade do Extremo Sul Catarinense
Prof^o Dr^o Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas
Prof^o Dr Ramiro Picoli Nippes – Universidade Estadual de Maringá
Prof^o Dr^o Regina Célia da Silva Barros Allil – Universidade Federal do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Sidney Gonçalo de Lima – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Engenharias: pesquisa, desenvolvimento e inovação 2

Diagramação: Camila Alves de Cremo
Correção: Flávia Roberta Barão
Indexação: Amanda Kelly da Costa Veiga
Revisão: Os autores
Organizadora: Amanda Fernandes Pereira da Silva

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)	
E57	Engenharias: pesquisa, desenvolvimento e inovação 2 / Organizadora Amanda Fernandes Pereira da Silva. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2023. Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader Modo de acesso: World Wide Web Inclui bibliografia ISBN 978-65-258-0935-9 DOI: https://doi.org/10.22533/at.ed.359231801 1. Engenharia. I. Silva, Amanda Fernandes Pereira da (Organizadora). II. Título. CDD 620
Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166	

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná – Brasil
Telefone: +55 (42) 3323-5493
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao artigo científico publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que os artigos científicos publicados estão completamente isentos de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa; 6. Autorizam a edição da obra, que incluem os registros de ficha catalográfica, ISBN, DOI e demais indexadores, projeto visual e criação de capa, diagramação de miolo, assim como lançamento e divulgação da mesma conforme critérios da Atena Editora.

DECLARAÇÃO DA EDITORA

A Atena Editora declara, para os devidos fins de direito, que: 1. A presente publicação constitui apenas transferência temporária dos direitos autorais, direito sobre a publicação, inclusive não constitui responsabilidade solidária na criação dos manuscritos publicados, nos termos previstos na Lei sobre direitos autorais (Lei 9610/98), no art. 184 do Código Penal e no art. 927 do Código Civil; 2. Autoriza e incentiva os autores a assinarem contratos com repositórios institucionais, com fins exclusivos de divulgação da obra, desde que com o devido reconhecimento de autoria e edição e sem qualquer finalidade comercial; 3. Todos os e-book são *open access*, *desta forma* não os comercializa em seu site, sites parceiros, plataformas de *e-commerce*, ou qualquer outro meio virtual ou físico, portanto, está isenta de repasses de direitos autorais aos autores; 4. Todos os membros do conselho editorial são doutores e vinculados a instituições de ensino superior públicas, conforme recomendação da CAPES para obtenção do Qualis livro; 5. Não cede, comercializa ou autoriza a utilização dos nomes e e-mails dos autores, bem como nenhum outro dado dos mesmos, para qualquer finalidade que não o escopo da divulgação desta obra.

Sabendo que a Atena Editora faz parte do grupo de instituições que incentivam a difusão de inovação científica, a mais nova coleção “Engenharias: Pesquisa, desenvolvimento e inovação 3” engloba pesquisa científica, aplicada, desenvolvimento experimental e inovação tecnológica. Um dos grandes desafios enfrentados atualmente nos mais diversos ramos do conhecimento, é o do saber multidisciplinar, aliando conceitos de diversas áreas.

Atualmente, é necessário que os profissionais saibam discernir e transitar conceitos e práticas levando em consideração o viés humano e técnico. Diante desse contexto, este livro traz capítulos ligados a teoria e prática em um caráter multidisciplinar, apresentando de maneira clara e lógica conceitos pertinentes aos profissionais das mais diversas áreas do saber. Os mais diversos temas estão relacionados às áreas de engenharia, como civil, materiais, mecânica, química, dentre outras, dando um viés onde se faz necessária a melhoria contínua em processos, projetos e na gestão geral no setor fabril.

Esta obra se mostra como fundamental, de abordagem objetiva, para todos os âmbitos acadêmicos e pesquisadores que busquem alavancar em conhecimento. Aos autores, agradeço pela confiança e espírito de parceria.

Boa leitura.

Amanda Fernandes Pereira da Silva

CAPÍTULO 1 1**A IMPORTÂNCIA DO SISTEMA DE GESTÃO DE QUALIDADE DENTRO DOS PROCESSOS EMPRESARIAIS**

Milena dos Santos Silva

Luis Jorge Souza dos Anjos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318011>**CAPÍTULO 2 5****ANÁLISE COMPARATIVA DAS NORMAS NBR 6118/2014, NBR 7188/2013 E AASHTO LRFD 2012, BASEADA NA TEORIA DA CONFIABILIDADE – ESTUDO DE CASO DE UMA VIGA I DA PONTE SOBRE CÓRREGO SÃO DOMINGOS NA RODOVIA ESTADUAL ES-010, TRECHO ITAÚNAS - ES-421**

Rodrigo José Costa Nóbrega

Emmanoel Guasti Ferreira


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318012>**CAPÍTULO 330****ANÁLISE DA DEFLEXÃO DE VIGAS E EIXOS POR EDO E SIMULAÇÃO EXPERIMENTAL DE BAIXO CUSTO**

Cristian Comin

Adabiel Oleone da Silva

Jocelaine Cargnelutti

Vanderlei Galina


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318013>**CAPÍTULO 439****APLICAÇÃO DO MÉTODO AHP PARA AUXÍLIO À TOMADA DE DECISÃO DO MELHOR TRATAMENTO PARA A BORRA OLEOSA GERADA NA INDÚSTRIA PETROQUÍMICA**

Wanderbeg Correia de Araujo

Haron Calegari Fanticelli

Jose Oduque Nascimento de Jesus

Artur Saturnino Rodrigues

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318014>**CAPÍTULO 557****ARTIFICIAL INTELLIGENCE APPLIED IN DIFFERENT AREAS OF ROBOTICS**

Márcio Mendonça

Rodrigo Henrique Cunha Palácios

João P. S. Bertocini

Ivan R. Chrun

Wagner Fontes Godoy


José Augusto Fabri

Francisco de Assis Scannavino Junior

Lucas Botoni de Souza

Emanuel Ignacio Garcia

Marta Rúbia Pereira dos Santos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318015>

CAPÍTULO 677

AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA DE PÓRTICO PLANO DE AÇO SUJEITO A CARREGAMENTO GRAVITACIONAL E COM FLEXÃO EM TORNO DO EIXO DE MENOR INÉRCIA


Danilo Luiz Santana Mapa
 Marcilio Sousa da Rocha Freitas

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318016>

CAPÍTULO 786

AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DO ESPAÇO FÍSICO EM ACADEMIAS DE GINÁSTICA E MUSCULAÇÃO NA CIDADE DO RECIFE/PE


Emanoel Silva de Amorim
 Kássia Benevides Martins Gomes
 Girlândia de Moraes Sampaio
 Paula dos Santos Cunha Boumann
 Diogo Cavalcanti Oliveira
 José Allef Ferreira Dantas
 Ana Maria Batista Farias
 Hugo Leonardo França Silva
 Thiago Araújo de Menezes
 Arthur Henrique Neves Baptista

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318017>

CAPÍTULO 897

COMPARAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA UTILIZANDO ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA LINEAR E CURVA. CASO DE ESTUDO MEDELLÍN – COLÔMBIA

Eduardo Montoya Botero
 George Fernandes Azevedo
 Hernán Eduardo Martinez Carvajal
 Edwin Fabian Garcia Aristizabal
 Newton Moreira de Souza


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318018>

CAPÍTULO 9 107

EFEITO DA ADIÇÃO DE DIFERENTES PROPORÇÕES DE FIBRAS DE COCO A GESSO DE FUNDIÇÃO

Karina Paula Barbosa de Andrade Lima
 Deborah Grasielly Cipriano da Silva
 Ana Luíza Xavier Cunha
 Kyriale Vasconcelos Morant Cavalcanti
 Felipe Bezerra de Lima
 Jackson José dos Santos
 Eyshila Paloma Costa de Brito
 Lucas Ítalo Santos Gomes
 Francisco das Chagas da Costa Filho

Fernanda Wanderley Corrêa de Araújo
 José Dantas Neto
 Romildo Morant de Holanda
 Yêda Vieira Póvoas

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3592318019>

CAPÍTULO 10.....121

EFEITO DO TRATAMENTO TÉRMICO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E NA ESTRUTURA DO AÇO TENAX 300IM


Carlos Triveño Rios
 Giselle Primo Samogin
 Debora Christina Ramos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180110>

CAPÍTULO 11 132

EFEITO DO ULTRASSOM NA EXTRAÇÃO DE COMPOSTOS BIOATIVOS EM CHÁS: UMA REVISÃO


Camila Araújo Costa Lira
 Kamila de Lima Barbosa
 Tereza Raquel Pereira Tavares
 Anayza Teles Ferreira
 Antonia Ingrid da Silva Monteiro
 Maria Rayane Matos de Sousa Procópio
 Marcelo Henrique Raulino Soares Nunes
 Amanda Caúla Fontenele
 Izabel Cristina de Almeida Silva
 Francisca Andressa Rabelo da Silva França
 Andreson Charles de Freitas Silva
 José Diogo da Rocha Viana

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180111>

CAPÍTULO 12.....141

OS DESAFIOS DO GESTOR DE PRODUÇÃO: UM ESTUDO EM UMA INDÚSTRIA DE PEQUENO PORTE

Alessandro Dias
 Maykon Aurélio Alves
 Natanael Oliveira
 Mayara dos Santos Amarante

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180112>

CAPÍTULO 13.....161

POTENCIAL DE APLICAÇÃO DO RESÍDUO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ


Marcela Trojahn Nunes
 Fabiele Schaefer Rodrigues
 Jocenir Boita

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180113>

CAPÍTULO 14..... 169

REPLACEMENT OF CONVENTIONAL VEHICLES WITH ELECTRIC ONES ON THE MACROMETRÓPOLE PAULISTA: ENERGETIC AND ENVIRONMENTAL IMPACTS FOR THE HORIZON OF 2030


Guilherme Pedroso
João Marcos Pavanelli
Raiana Schimer Soares
Célio Bermann

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180114>

CAPÍTULO 15.....203

UMA REFLEXÃO SOBRE A IMPORTÂNCIA DA GEOMECÂNICA PARA A ENGENHARIA DE PETRÓLEO


Elias Enes de Oliveira
Melissa Alves Fernandes
Geraldo de Souza Ferreira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180115>

CAPÍTULO 16..... 215

FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO: POSSÍVEIS CAUSAS E TÉCNICAS DE RESOLUÇÃO

Amanda Fernandes Pereira da Silva
Diego Silva Ferreira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.35923180116>

SOBRE A ORGANIZADORA225**ÍNDICE REMISSIVO.....226**

CAPÍTULO 2

ANÁLISE COMPARATIVA DAS NORMAS NBR 6118/2014, NBR 7188/2013 E AASHTO LRFD 2012, BASEADA NA TEORIA DA CONFIABILIDADE – ESTUDO DE CASO DE UMA VIGA I DA PONTE SOBRE CÓRREGO SÃO DOMINGOS NA RODOVIA ESTADUAL ES-010, TRECHO ITAÚNAS - ES-421

Data submissão: 28/11/2022

Data de aceite: 02/01/2023

Rodrigo José Costa Nóbrega

Instituto Federal do Espírito Santo
Vitória – Espírito Santo
<http://lattes.cnpq.br/6242515589177273>

Emmanuel Guasti Ferreira

Instituto Federal do Espírito Santo
Vitória – Espírito Santo
<http://lattes.cnpq.br/5105288466711626>

RESUMO: O trabalho tem como objetivo realizar a análise de confiabilidade de uma viga I pré-moldada de uma ponte de concreto protendido, sendo verificada tanto para o Estado Limite Último (ELU) de esgotamento da capacidade resistente da peça à flexão, quanto à verificação das tensões admissíveis de tração do concreto no Estado Limite de Serviço (ELS). Foi realizada a modelagem matemática de duas funções das superfícies de estado limite (SEL) baseada na teoria, que representam o desempenho da estrutura, tanto no ELU quanto no ELS, em função das variáveis aleatórias básicas originais, tais como: carregamento aplicado à estrutura, propriedades geométricas e as resistências dos materiais, além de efeitos produzidos pela protensão. Estas funções

da SEL foram desenvolvidas baseadas em dois normativos: o americano AASTHO LRFD Bridge Design Specifications; e os brasileiros NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Para o modelo de análise estrutural, foi utilizada uma viga, com seção tipo “I”, da ponte sobre córrego São Domingos, na rodovia estadual ES-010, trecho Itaúnas – Entr. ES-421 (Conceição da Barra-ES). O Método utilizado para realizar a análise de confiabilidade foi o método Monte Carlo, devido à sua acurácia. Constatou-se que os valores do índice de confiabilidade β , das funções G_1 (no ELU) e G_2 (no ELS) foram atendidos de acordo com os valores pré-estabelecidos β^{alvo} pelo EUROCODE EN 1990 (2002) tanto para a AASTHO quanto para as NBR's.

PALAVRAS-CHAVE: Superfície de estado limite. Modos de falha. Método Monte Carlo. Índice de confiabilidade. Probabilidade de falha.

COMPARATIVE ANALYSIS OF STANDARDS NBR 6118/2014, NBR 7188/2013 AND AASHTO LRFD 2012, BASED ON THE THEORY OF RELIABILITY – CASE STUDY OF ONE I-BEAM BRIDGE OVER SÃO DOMINGOS STREAM ON STATE HIGHWAY ES-010, SECTION ITAÚNAS - ES-421

ABSTRACT: The purpose of this work is to carry out a reliability analysis of a precast I-beam of a prestressed concrete bridge, being verified for the Ultimate Limit State (ULS) of exhaustion of its resistant capacity to bending, as well as the verification of admissible stress at the concrete traction in the Service Limit State (SLS). Mathematical modeling of two limit state surface functions (SEL), based on the theory, was carried out, which represented the performance of the structure, both in ELU and in ELS, as a function of the original basic random variables, such as: loading applied to the structure, geometric properties and the resistances of materials, besides the effects produced by prestressing. These SEL functions were developed based on two standards: the American AASHTO LRFD Bridge Design Specifications; and the Brazilians NBR 6118 - Design of concrete structures – Procedure and NBR 7188 - Road and pedestrian load on bridges, viaducts, footbridges and other structures. For the structural analysis model, a beam, with a “I” cross section type, of the bridge over the São Domingos stream, on the state highway ES-010, section Itaúnas – Entr. ES-421 (Conceição da Barra-ES) was used. The method used to carry out the reliability analysis was the Monte Carlo method, due to its accuracy. It was found that the values of the reliability index β , of functions G_1 (in the ELU) and G_2 (in the ELS) were met in accordance with the values β^{target} pre-established by EUROCODE EN 1990 (2002) both for AASHTO and for the NBR's.

KEYWORDS: Limit state surface. Failure modes. Monte Carlo Method. Reliability Index. Failure probability.

1 | INTRODUÇÃO

Os projetos de engenharia visam a segurança das estruturas e de seus usuários, e a análise de confiabilidade estrutural vem sendo usada, principalmente, em estruturas especiais, como pontes, usinas nucleares, plataformas offshore, fundações, dentre outras. Além disso, esses projetos sempre buscam encontrar um equilíbrio entre a otimização da estrutura e o seu custo-benefício, porém com o desenvolvimento de técnicas computacionais baseadas em métodos matemáticos e de estatística multivariada, a partir de 1980, e que, atualmente, continuam em evolução, devem considerar o caráter aleatório das variáveis envolvidas baseando-se nos conceitos de confiabilidade estrutural (FERREIRA, 2022). Trabalhos recentemente desenvolvidos nessa área apontam para um aspecto que merece destaque: “por razões econômicas e de segurança, é imperativo assegurar que as pontes, como elementos vitais da infraestrutura de transporte terrestre, se mantenham em condição aceitável e com elevado nível de confiabilidade” (JACINTO, 2011).

Segundo Sagrilo (1994) às variações intrínsecas nos carregamentos, nas condições ambientais, nas propriedades mecânicas dos materiais e nas propriedades geométricas de elementos estruturais de um projeto estrutural, além das incertezas associadas aos métodos de cálculo estrutural utilizados, contribuem para uma pequena probabilidade

de que a estrutura não venha atender de maneira adequada aos objetivos para os quais está sendo projetada. Essa probabilidade é denominada de probabilidade de falha e sua avaliação é realizada através da análise de confiabilidade estrutural.

Em meados da década de 1970 colocou-se em dúvida a eficiência das normas de segurança baseadas no método das tensões admissíveis (SOUZA JUNIOR, 2009). Na mesma época, houve diversos estudos para o desenvolvimento de uma nova metodologia de avaliação da segurança. Nesse período, o engenheiro civil Ellingwood tomou a frente de um novo formato para as normas americanas baseado nos estados limites. O critério para considerar que ocorreu a falha estrutural é simples, a estrutura falha quando a solicitação (S) exceder a capacidade resistente (R) da estrutura, logo, a função da superfície de estado limite definida para um determinado modo de falha é:

$$G = R - S \quad (1)$$

Tendo em vista que as pontes constituem uma proporção significativa da rede viária, juntamente com o crescente uso da protensão no Brasil e a carência de análise sobre os diversos parâmetros relacionados com o projeto para segurança estrutural utilizados nas normas atuais, estabelece-se como objetivo principal deste trabalho apresentar um procedimento que permita determinar a probabilidade de falha e o respectivo índice de confiabilidade de estruturas (no caso em tela vigas I), que compõem as pontes de concreto protendido.

Os métodos existentes para avaliação da probabilidade de falha, de acordo com Ferreira (2022), são divididos em quatro categorias:

- A. Métodos de Integração Numérica;
- B. Simulação Monte Carlo ou método Monte Carlo e suas variações;
- C. Métodos semianalíticos FORM (First Order Reliability Method), SORM (Second Order Reliability Method) e SORM DG (Second Order Reliability Method by Differential Geometry);
- D. Métodos Híbridos.

Como aqui a avaliação da eficiência dos métodos de confiabilidade não é o foco principal, mas a acurácia dos resultados, será utilizado o método Monte Carlo (METRÓPOLIS e ULAM, 1949), pois fornece resultados acurados. Este método é conhecido como o método da força bruta (LIU e KIUREGHIAN, 1989), devido à necessidade de grande quantidade de avaliações da função da SEL, gerando em muitos casos elevado consumo computacional. Devido a sua baixa eficiência e elevada acurácia, na prática, é utilizado para aferição de outros métodos (FERREIRA, 2022).

Na análise de confiabilidade via método Monte Carlo, R e S possuem funções com distribuições probabilísticas definidas, onde a probabilidade de falha é estabelecida para $G < 0$, assumindo valores da ordem de 10^{-6} a 10^{-3} , tendo em vista que os projetos de

engenharia devem apresentar elevada confiabilidade ($C=1-P_f$). A probabilidade de falha (P_f) e o índice de confiabilidade (β) são obtidos por

$$P_f = \frac{N_f}{N} = \frac{\text{número de falhas}}{\text{número de amostras artificiais}} \quad (2)$$

E

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

onde $\Phi(\cdot)$ corresponde a função cumulativa normal padrão de probabilidades.

Aqui são estabelecidas formulações baseadas na norma americana (AASTHO, 2012) e brasileiras (NBR 6118/2014 e NBR 7188/2013) para o cálculo do índice de confiabilidade e posterior análise comparativa, inclusive com o índice de confiabilidade alvo β^{alvo} , preconizado pelo EUROCODE EN 1990 (2002).

2 I REVISÃO

A análise de confiabilidade estrutural é a arte de formular um modelo matemático no qual pode se obter a resposta para o seguinte questionamento: “Como uma estrutura se comporta quando suas propriedades geométricas, propriedades dos materiais e todas as ações são dadas como aleatórias?” (DITLEVSEN e MADSEN, 2007). É uma ferramenta, que possibilita ao engenheiro estrutural mensurar as incertezas nas variáveis de projeto e auxiliá-lo na sua tomada de decisão com maior segurança. Nesse sentido, pode ser usada como uma alternativa para obter projetos mais seguros e econômicos, bem como, em projetos já existentes, através da atualização do índice de confiabilidade e, conseqüentemente, da probabilidade de falha, estabelecendo quais as ações necessitam fazer parte do plano de manutenção periódica (SAGRILO, 1994). Permite que se considerem as incertezas normais associadas à cada uma das variáveis, que influem no desempenho ou na segurança da estrutura. Desta forma, podem-se considerar as incertezas associadas às dimensões do elemento estrutural, as incertezas na resistência dos materiais e nas solicitações, dentre outras, não levando em conta as incertezas geradas por erro humano. Em análise de confiabilidade, avalia-se a probabilidade de uma estrutura ou de um elemento estrutural sofrer algum tipo de falha. Esta pode ser definida como a situação em que a estrutura atinge uma condição indesejada, o que não representa necessariamente o colapso da totalidade ou parte da estrutura. Ela pode ocorrer, por exemplo, devido ao surgimento de uma flecha, de uma abertura de fissura maior do que o esperado ou de vibração excessiva. Cada uma das situações em que se deseja verificar a probabilidade de falha será chamada de modo de falha. Neste trabalho são avaliados os modos de falha relacionados com a ruptura de elementos à flexão (simples ou composta), no Estado Limite Último (ELU) e verificação ao atendimento dos limites das tensões de tração nas fibras inferiores e superiores, no Estado Limite de Serviço (ELS). Para calcular a probabilidade de falha para um modo de falha, pelo

método dos estados limites, é estabelecida uma função da SEL. Quando esta função de falha é igual à zero, tem-se a equação de estado limite SEL. Conforme observado através da Figura 1, a SEL separa a região “segura” ($G>0$) da “não segura” ($G<0$). A função de falha da SEL para cada modo de falha é escrita na forma geral como

$$G(\mathbf{U}) = R - S \quad (4)$$

onde \mathbf{U} é o vetor das variáveis originais, ou básicas, R e S.

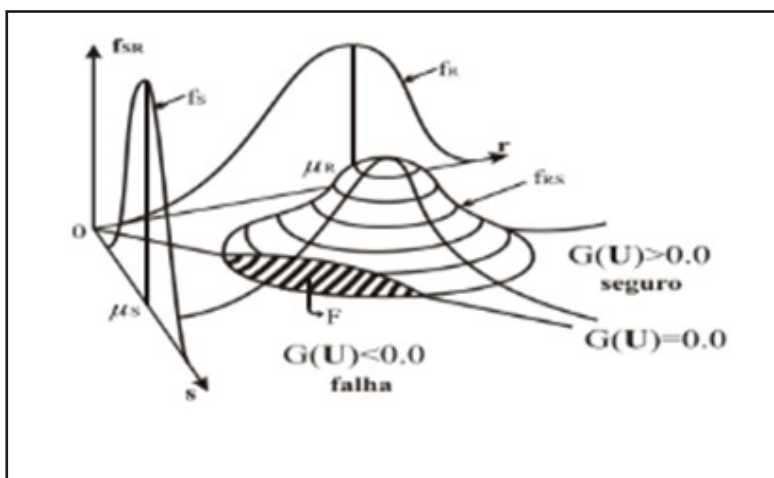


Figura 1 - Representação gráfica da probabilidade de falha

Fonte: Sagrilo (1994)

Segundo Melchers e Beck (2018), variáveis básicas (ou originais) são as variáveis fundamentais que definem e caracterizam o comportamento e a segurança de uma estrutura para um modo de falha. Em geral, elas são as mesmas variáveis empregadas no dimensionamento, como as dimensões dos elementos estruturais, o peso específico dos materiais, a resistência dos materiais, carregamentos permanentes e variáveis, dentre outros.

O método estabelecido para a avaliação da probabilidade de falha, e consequentemente, do índice de confiabilidade é o método ou simulação Monte Carlo devido a sua elevada acurácia, como já relatado. Esse método é uma simulação numérica, que permite a solução de problemas complexos em diversas áreas. Na simulação não há limites para a complexidade do modelo: se o modelo pode ser resolvido, pode ser utilizado em simulação. O único fator limitante é o consumo computacional (BECK, 2019).

Em engenharia de estruturas, a simulação Monte Carlo soluciona tão bem problemas lineares quanto não-lineares, apesar de sua baixa eficiência computacional. Além disso, resolve com a mesma facilidade problemas envolvendo uma única equação de estado

limite ou várias equações (sistemas) com associação em série, em paralelo ou mista (BECK, 2019).

Nas décadas de 1970 e 1980 foram feitos muitos avanços em teoria da confiabilidade estrutural. Na época, devido à incipiente, mas limitada capacidade dos computadores, foram estabelecidos os métodos semianalíticos, mais eficientes, tais como o FORM (HASOFER e LIND, 1974; RACKWITZ e FIESSLER, 1978), SORM (TVEDT,1983; BREITUNG,1984; HOHENBICHLER e RACKWITZ, 1988) e limites para a probabilidade de falha de sistemas.

O método Monte Carlo e suas variações são usados na prática para validar os resultados fornecidos dos métodos semianalíticos (os mais eficientes), ou como último recurso, quando estes não apresentarem resultados acurados. Com o aumento recente e explosivo da capacidade de processamento dos computadores, as técnicas de simulação têm conquistado cada vez mais espaço. Contam a favor desta metodologia a facilidade de implementação para resolver diferentes problemas, além da robustez das soluções (BECK, 2019).

As funções da SEL são estabelecidas com base na norma americana (AASTHO, 2012) e brasileiras (NBR 6118/2014 e NBR 7188/2013) para o cálculo do índice de confiabilidade e posterior análise comparativa, inclusive com o índice de confiabilidade alvo, preconizado pelo EUROCODE EN 1990 (2002), de acordo como descrito na Figura 2:



Figura 2 - Fluxograma de eventos

Fonte: Autores deste manuscrito

3 | MÉTODO MONTE CARLO

Esse método, apesar de acurado, tem baixa eficiência computacional, devido à necessidade de grande quantidade de avaliações (N) da função de falha, como já relatado por ser uma ferramenta universal, é muito utilizado para aferição de outros métodos, podendo

ser usado indistintamente para componentes e sistemas, pois depende apenas de verificar se uma determinada amostra pertence ou não ao domínio de falha. O método consiste em gerar a partir da função conjunta de densidade de probabilidades das variáveis aleatórias (f_u) um número N de amostras independentes U_i . Para cada uma destas amostras a função $G(\mathbf{U})$ é avaliada e se $G(\mathbf{U}) \leq 0$, uma falha é contada. Uma aproximação para a probabilidade de falha é dada por (KARAMCHANDANI, 1987)

$$P_f = \int_{G(\mathbf{U}) \leq 0} f_u(\mathbf{U}) d\mathbf{U} = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I\{G(\mathbf{U}) \leq 0\} \quad (5)$$

onde $I\{G(\mathbf{U}) \leq 0\} = 1$ para $G(\mathbf{U}) \leq 0$ e zero para $G(\mathbf{U}) > 0$.

Karamchandani (1987) estabeleceu, para a probabilidade de falha, um estimador

$$P_{fe} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I\{G(\mathbf{U}) \leq 0\} \quad (6)$$

com média, variância e coeficiente de variação dados, respectivamente, por:

$$E[P_{fe}] = P_f \quad (7)$$

$$Var[P_{fe}] = \frac{P_f(1-P_f)}{N} \cong \frac{P_f}{N} \quad (8)$$

$$Cov = CV[P_{fe}] = \frac{\sqrt{Var[P_{fe}]}}{E[P_{fe}]} \cdot 100 \quad (9)$$

O valor de N será calculado pela Equação 10

$$N = \frac{10^4}{P_f \cdot Cov^2} \quad (10)$$

Segundo Ferreira (2022), embora este método forneça resultados confiáveis na avaliação da probabilidade de falha, apresenta elevada quantidade de avaliações (N) da função da SEL ($G(\mathbf{U})=0$). Na análise de confiabilidade estrutural a probabilidade de falha é geralmente pequena e tendo-se, por exemplo, um valor de 10^{-5} e querendo-se um coeficiente de variação no estimador de 10%, o número de análises necessárias de acordo com a Equação 10 é da ordem de 10^7 .

4 | VALORES ALVO

Há na bibliografia algumas equações para se chegar a um valor alvo para a probabilidade de falha da estrutura, baseada em incertezas normais, em que não se considera a influência do fator humano (como erros) e, portanto, não é uma probabilidade real de falha da estrutura (MELCHERS E BECK, 2018). Estas equações, entretanto, não costumam ser usadas na prática, pois dependem de valores difíceis de serem previstos, como o número médio de pessoas dentro ou nas proximidades da estrutura durante a sua vida útil. O meio mais comum de se chegar a um valor alvo de probabilidade de falha da estrutura ou de um elemento estrutural é pela sua estimativa através de elementos

dimensionados de acordo com as normas em vigor, desde que seja considerado que estes elementos apresentam uma segurança adequada.

Segundo Melchers e Beck (2018), o índice de confiabilidade (β), para um período igual à vida útil da estrutura, costuma ficar entre 3,0 e 3,5, para edificações comerciais e residenciais. O EUROCODE EN 1990 (2002) recomenda um valor do índice de confiabilidade de 3,8 para cinquenta anos de referência, em ELU, para elementos estruturais de edificações residenciais e comerciais. Este valor do índice de confiabilidade corresponde a uma probabilidade de falha em torno de $7,2 \cdot 10^{-5}$, considerando que a função de falha tenha uma distribuição aproximadamente normal. Já no caso de ELS o valor do índice de confiabilidade recomendado é de 1,5 com probabilidade de falha em torno de $6,7 \cdot 10^{-2}$, como ilustrado na Tabela 1

Estado Limite	Índice de confiabilidade β (50 anos)
Último	3,8
Fadiga	1,5 a 3,8
Utilização	1,5

Tabela 1- Índice de confiabilidade

Fonte: EUROCODE EN 1990 (2002)

4.1 O Problema de Dimensionamento

Muitas das variáveis envolvidas nos projetos de engenharia são aleatórias, ou seja, os seus parâmetros possuem incertezas (FERREIRA, 2022). A presença dessas incertezas são, geralmente, tratadas com o uso do fator global de segurança, segundo a abordagem tradicional do método das tensões admissíveis. No caso do método semi-probabilístico (ou dos estados limites), a média e o desvio padrão são utilizados para definir valores característicos das variáveis aleatórias e coeficientes parciais de segurança para obter valores de cálculo a partir dos valores característicos. Segundo esse método, a segurança das estruturas de concreto deve ser verificada em relação aos Estados Limites Últimos, porém em ambos os métodos citados, a probabilidade de falha não é calculada. Estas limitações podem ser superadas através de projetos baseados em confiabilidade, nos quais a segurança de uma estrutura é descrita por um índice de confiabilidade ao invés do fator de segurança. O índice de confiabilidade é capaz de explicar as incertezas e as correlações paramétricas e fornece um caminho para estimar a probabilidade de falha (Figura 3) da estrutura e de seus componentes.

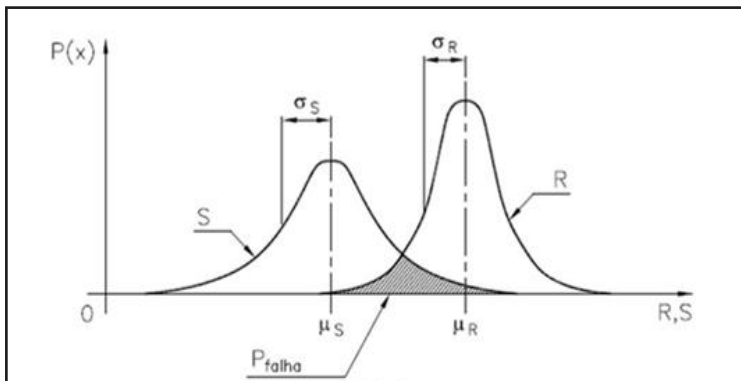


Figura 3 - Probabilidade de falha

Fonte: Autores deste manuscrito

“Confiabilidade é o grau de confiança (probabilidade subjetiva) de que um sistema não falhe dentro de um período de tempo especificado e respeitadas as condições de operações (de projeto) do mesmo” (BECK, 2019).

De modo geral, o dimensionamento estrutural é realizado, atualmente, visando obter uma estrutura que suporta as cargas, já conhecidas, que atuarão sobre a mesma, através de um processo determinístico. Com a Teoria da Confiabilidade é possível levar em conta as incertezas normais relacionadas a cada variável presente no sistema estrutural, seja ela solicitante ou resistente, para realizar a verificação probabilística de segurança de um projeto. A Confiabilidade permite que os dimensionamentos usuais sejam extrapolados para os casos não usuais no cotidiano da Engenharia Civil, além de possibilitar o refinamento dos coeficientes de segurança adotados em projeto, de forma que a estrutura se mantenha segura, porém econômica (SANTOS e RODRIGUES, 2021).

Dois importantes conceitos da Confiabilidade são o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha. A Análise de Confiabilidade consiste na quantificação da probabilidade de falha em uma estrutura, o que significa que esta análise tem a finalidade de determinar a probabilidade da construção ser submetida a uma situação desfavorável à segurança, como, por exemplo, no caso em que as solicitações em uma seção sejam maiores que sua resistência é capaz de suportar. O índice de confiabilidade β equivale ao grau de segurança da estrutura em si e é determinado através da análise de uma função de falha, a qual estabelece a relação entre as resistências e as solicitações presentes no sistema estrutural. Este índice está, portanto, diretamente ligado à probabilidade de falha da estrutura (ver Equação 3). Quanto maior o seu valor, menores as chances da construção entrar em colapso. Segundo Bastos (2012), este índice pode ser interpretado como a distância entre a falha e a média da margem dividida pelo desvio padrão como ilustrado na Figura 4

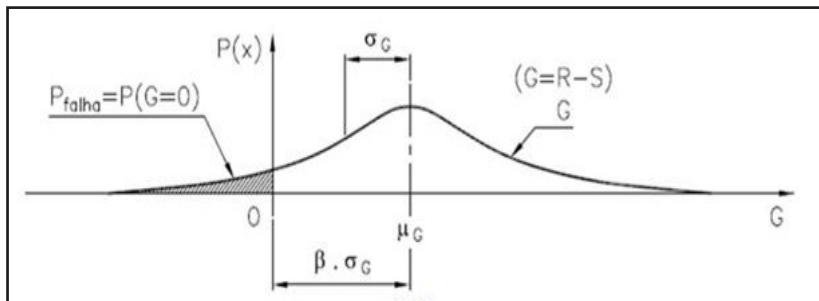


Figura 4 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade

Fonte: Autores deste manuscrito

Como as Normas Brasileiras não especificam nenhum valor limite para o índice β , para se definir uma referência é necessário consultar outros documentos e normas. O EUROCODE EN 1990 (2002) define os índices de confiabilidade a partir de uma classificação das consequências de falha da estrutura, das classes de confiabilidade e do período de retorno. As consequências de falha, apresentadas na Tabela 2, são divididas em três categorias, CC1 – pequeno impacto, CC2 - moderado impacto e CC3 – elevado impacto, essas são definidas em função do impacto gerado pela falha, tais como, perdas de vidas humanas, consequências ambientais, sociais e econômicas. Tais consequências são associadas às classes de confiabilidade e aos períodos de recorrência.

Classes de consequências	Classes de confiabilidade	Valores para β^{alvo}	
		ELU	
		1 ano	50 anos
CC3	RC3	5,2	4,3
CC2	RC2	4,7	3,8
CC1	RC1	4,2	3,3

Tabela 2- Valores de β^{alvo} para o ELU

Fonte: EUROCODE EN 1990 (2002)

De acordo com EUROCODE EN 1990 (2002) os valores de probabilidade de falha são da ordem de 10^{-6} para projetos estruturais que adotam os coeficientes parciais, o que consiste em uma única obra atingindo o E.L.U. em um período de recorrência de 50 anos num lote de 100.000.000 de obras do mesmo tipo. Utiliza-se neste trabalho, como critério de avaliação, um índice de confiabilidade de referência de $\beta^{alvo}=3,8$, cuja probabilidade de falha associada é da ordem de $7,2 \cdot 10^{-5}$.

5 | MODELAGEM MATEMÁTICA DAS SEL

5.1 Normativo AASTHO LRFD (USA)

A determinação da Função Estado Limite para pontes em concreto protendido de viga-e-laje é derivada segundo os requerimentos estabelecidos na AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012). Para facilitar o entendimento foi mantida a notação utilizada pela AASHTO.

Tomando-se como caso mais provável de falha a ruína de um dos elementos da superestrutura da ponte, efetua-se uma avaliação da probabilidade de falha de uma das vigas protendidas da ponte. Destacam-se os três casos básicos de falha para uma viga protendida: flexão positiva na seção crítica, tensão à tração do concreto, e flexão negativa na seção crítica (AKGÜL E FRANGOPOL, 2004). No presente estudo iremos abordar apenas os 2 primeiros casos por tratar-se de viga bi-apoiada.

5.1.1 Flexão positiva no meio do vão

A função estado limite G1 para uma viga submetida à flexão é definida através da equação

$$G_1 = M_u - (M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM}) \quad (11)$$

sendo M_u o momento último resistente, DC e DW, são os pesos próprios da estrutura e dos elementos não estruturais, respectivamente, M_{DC} e M_{DW} os momentos devidos a esses pesos próprios, LL e IM são a carga variável (nesse caso cargas móveis) e o fator do efeito dinâmico chamado de fator de impacto, respectivamente, e M_{LL+IM} o momento devido a essa carga variável acrescida do impacto da carga veicular.

A ação variável é definida para um período de referência de 75 anos, segundo a AASHTO LRFD. No caso da NBR:6118, este período é de 50 anos.

O momento resistente último é calculado dependendo do comportamento que apresenta a viga:

I - Comportamento como viga retangular:

$$M_u = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) \quad (12)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (13)$$

$$\text{com} \quad c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (14)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right) \quad (15)$$

$$\text{com} \quad k = 2 \cdot \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad (16)$$

onde f_{ps} é a tensão média no aço de protensão, A_{ps} é a área transversal do cabo

de protensão, d_p é a distância entre a extremidade à compressão extrema até o centroide dos cabos de protensão, b é a largura da viga, a é a profundidade equivalente do bloco de tensão, c é a distância a partir do extremo da extremidade à compressão até o eixo neutro, β_1 é o fator do bloco de tensão, f'_c é a resistência característica à compressão do concreto (aos 28 dias), f_{py} é a resistência à fluência do aço de protensão e, f_{pu} é a resistência específica à tração do aço de protensão.

II - Comportamento como viga T

$$M_u = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (17)$$

$$\text{com} \quad c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s - 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (18)$$

onde b_w é a largura da alma da viga, h_f é a altura da parte da viga submetida à compressão. O momento advindo da carga variável é calculado como

$$M_{LL+IM} = [M_{ve} \cdot (1 + IM) + M_{ca}] \cdot DFM \quad (19)$$

sendo DFM o fator de distribuição do momento de flexão, M_{ve} e M_{ca} os momentos devido ao peso do veículo de projeto e à carga acidental distribuída chamada de *lane load*, respectivamente.

O fator DFM é calculado segundo as especificações da AASHTO LRFD 4.6.2.2.2, e sua finalidade é distribuir os momentos advindos das ações variáveis nas vigas que compõem a estrutura. Este fator depende do tipo de estrutura que está sendo avaliada.

No cálculo dos momentos gerados no elemento devido ao veículo de projeto e à carga distribuída, devem-se implementar as linhas de influência para os casos mais críticos. Finalmente é obtida a Equação 20 que define a primeira Função Estado Limite, considerando-se o comportamento do elemento estrutural como viga T

$$G_1 = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) - M_{DC} - M_{DW} - [M_{ve} \cdot (1 + IM) + M_{ca}] \cdot DFM \quad (20)$$

Para o mesmo elemento, porém com comportamento estrutural como viga retangular, basta estabelecer $b_w = b$ na Equação 20, ou seja

$$G_1 = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) - M_{DC} - M_{DW} - [M_{ve} \cdot (1 + IM) + M_{ca}] \cdot DFM \quad (21)$$

5.1.2 Tensão à tração do concreto

O estado limite de serviço de uma viga em concreto protendido pode ser avaliado

com base nas tensões limite à tração e à compressão do concreto, na tensão à tração limite no aço de protensão, e na deformação limite à flexão. No presente trabalho é considerada a função estado limite G_2 para a tensão à tração do concreto de uma viga composta protendida (viga+laje), mostrada na Equação 22 na qual consideram-se as tensões em MPa.

$$G_2 = f_{tr} - (f_{pb} + f_{DCb} + f_{DWb} + f_{(LL+IM)b}) \quad (22)$$

Sendo

$$f_{tr} = 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (23)$$

onde f_{tr} é a tensão à tração resistente da estrutura, f'_c é a resistência característica à compressão do concreto (aos 28 dias); f_{pb} é a tensão à flexão na extremidade inferior da viga devido à força de protensão; f_{DCb} , f_{DWb} e $f_{(LL+IM)b}$ são as tensões à flexão na extremidade inferior da viga devidas à carga permanente dos elementos estruturais, à carga permanente dos elementos não estruturais, e às cargas variáveis incluindo o impacto por carga veicular, respectivamente. A tensão devido à força de protensão f_{pb} pode ser calculada como

$$f_{pb} = -\frac{\sum P_{final}}{A_G} - \frac{\sum P_{final} \cdot e_i}{S_{Gi}} \quad (24)$$

sendo

$$S_{Gi} = \frac{y_{Gi}}{I_G} \quad (25)$$

onde P_{final} é a força da protensão após as perdas totais, e_i é a excentricidade individual de cada cabo da armadura de protensão, S_{Gi} é o módulo de seção em relação à extremidade inferior da viga, e y_{Gi} é a distância entre a extremidade inferior da viga e o eixo neutro. A força final de protensão é a força aplicada nos cabos descontadas as perdas e é definida como:

$$P_{final} = P_{inicial} - \Delta f_{pT} \cdot A_{ps} \quad (26)$$

sendo Δf_{pT} as perdas totais da força de protensão, que incluem perdas devidas ao atrito (Δf_{pF}), à acomodação da ancoragem (Δf_{pA}), ao encurtamento e ao alongamento elástico (Δf_{pES}), e as perdas progressivas causadas pela retração e fluência do concreto e pela relaxação do aço (Δf_{pLT}).

Nas formulações contidas nas Equações 27, 28 e 29 mostram-se as tensões que são provocadas pelas ações permanentes e variáveis que solicitam a estrutura.

$$f_{DCb} = \frac{M_{DC}}{S_{Gi}} \quad (27)$$

$$f_{DWb} = \frac{M_{DW}}{S_{Gi}} \quad (28)$$

$$f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{Gi}} \quad (29)$$

Substituindo-as na Equação 22 a Função Estado Limite G2 é dada por

$$G_2 = f_{tr} - \left(-\frac{\Sigma P_{final}}{A_G} - \frac{\Sigma P_{final} \cdot e_i}{S_{Gi}} + \frac{M_{DC}}{S_{Gi}} + \frac{M_{DW}}{S_{Gi}} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{Gi}} \right) \quad (30)$$

Estabeleceu-se a convenção para as tensões de modo que para tensões de tração serão positivas e de compressão, negativas.

5.2 Normas Brasileiras

Analisaremos agora as funções e modos de falha do elemento estrutural estudado em 5.1, no entanto, à luz das Normas Brasileiras NBR 6118/2014 e NBR 7188/2013 de modo a estabelecer posteriormente um comparativo dos índices de confiabilidade encontrados pelas Normas.

5.2.1 Modo de falha dimensionado para flexão positiva no meio do vão

A função estado limite G₁ para uma viga submetida à flexão é estabelecida por

$$G_1 = M_R - (M_g + M_q) \quad (31)$$

Onde M_g e M_q são os momentos fletores devidos às cargas permanentes e às cargas variáveis (S – solicitações), respectivamente. M_R é o momento fletor resistente do elemento estrutural (R – resistência).

No caso de uma viga com comportamento de seção transversal retangular (ver Figura 5) obtém-se as seguintes informações

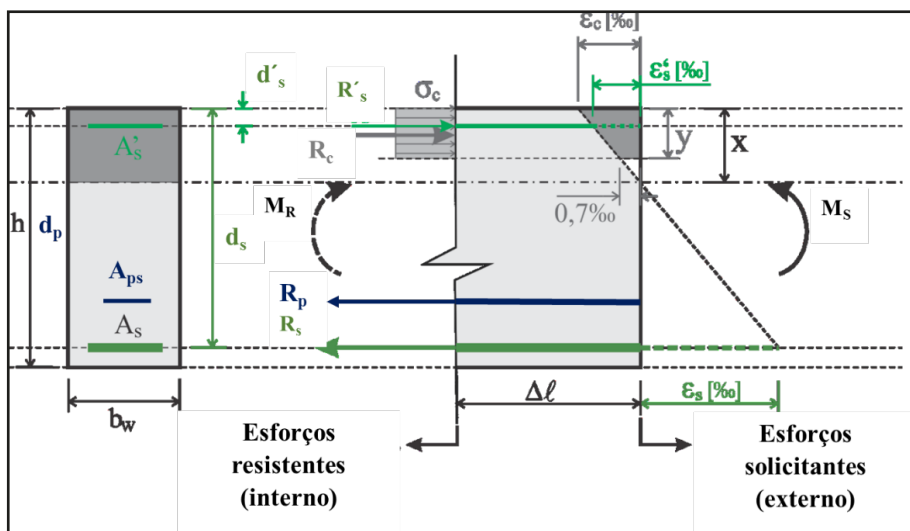


Figura 5 - Esforços solicitantes e resistentes

Fonte: Autores deste manuscrito

Força resultante da armadura passiva mais tracionada $R_s = A_s \cdot f_{yk}$ (32)

Força resultante da armadura passiva menos tracionada $R'_s = A'_s \cdot f'_{yk}$ (33)

Força resultante da armadura ativa de protensão $R_p = A_p \cdot f_{pk}$ (34)

Força resultante do concreto comprimido $R_c = (0,8 \cdot b \cdot x) \cdot 0,85 \cdot f_c$ (35)

A posição da linha neutra (LN) pode ser encontrada após equilíbrio das forças atuantes

$$R_s + R_p = R'_s + R_c \quad (36)$$

Substituindo as Equações 32, 33, 34 e 35 na Equação 36, obtém-se

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot f_{pk} - A'_s \cdot f'_{yk}}{0,8 \cdot b \cdot f_c} \quad (37)$$

O Momento resistente da viga, comportando-se como seção retangular, é dado pela equação:

$$M_R = R_s \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) + R_p \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) - R'_s \cdot (d'_s - 0,4 \cdot x) \quad (38)$$

Substituindo a equação 37 na equação 38 e reorganizando os termos

$$M_R = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left[d_s - \frac{(A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot f_{pk} - A'_s \cdot f'_{yk})}{1,7 \cdot b \cdot f_c} \right] + A_p \cdot f_{pk} \cdot \left[d_p - \frac{(A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot f_{pk} - A'_s \cdot f'_{yk})}{1,7 \cdot b \cdot f_c} \right] - A'_s \cdot f'_{yk} \cdot \left[d'_s - \frac{(A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot f_{pk} - A'_s \cdot f'_{yk})}{1,7 \cdot b \cdot f_c} \right] \quad (39)$$

A Equação 39 também é válida para quando a viga se comporta como viga T ou viga I, desde que o valor de y conforme preconizado pela NBR 6118 seja inferior ao valor da espessura da mesa (h_f), ou seja: $y \leq h_f$.

5.2.2 Tensão à tração do concreto

A função estado limite G_2 é idêntica à estabelecida pela Equação 30, em 5.1.2, porém com a diferença da equação da tensão máxima admissível de tração do concreto que é dada por:

$$f_{tr} = 1,2 \cdot f_{ctk} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (40)$$

onde f_{ctk} é a resistência característica à tração na flexão, f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto (análogo ao f'_c da AASTHO).

6 | ESTUDO DE CASO: VIGA I PROTENDIDA DA PONTE SOBRE CÓRREGO SÃO DOMINGOS

Como estudo de caso foi escolhida uma viga I da ponte sobre o córrego São Domingos (PROJETO DE ENGENHARIA, 2016), que está localizada em Conceição da Barra (ver Figura 6), na rodovia estadual ES-010, trecho entr. ES-421 - Itaúnas. Foi escolhida essa estrutura devido ao fato de que é um exemplo típico de ponte de viga-e-laje em concreto protendido, da qual são conhecidos os dados e projetos da superestrutura, sendo estes aproveitados no desenvolvimento da presente pesquisa.

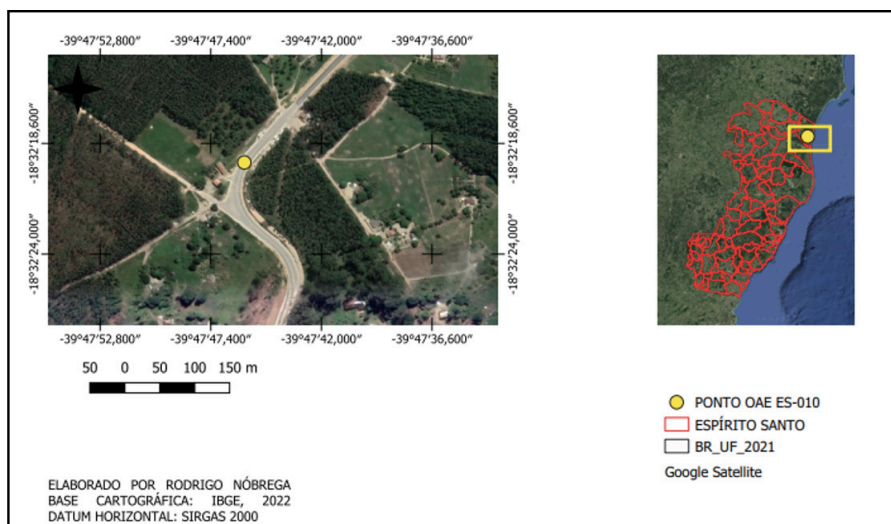


Figura 6 - Mapa de localização da OAE em estudo

Fonte: Autores deste manuscrito

A Ponte sobre o córrego São Domingos é uma ponte de 20,10 metros de vão com 6 vigas I protendidas e uma laje de espessura média de 18 centímetros e 14,80 metros de largura. São apresentadas as informações correspondentes às propriedades geométricas da ponte (ver Figuras 7 e 8).

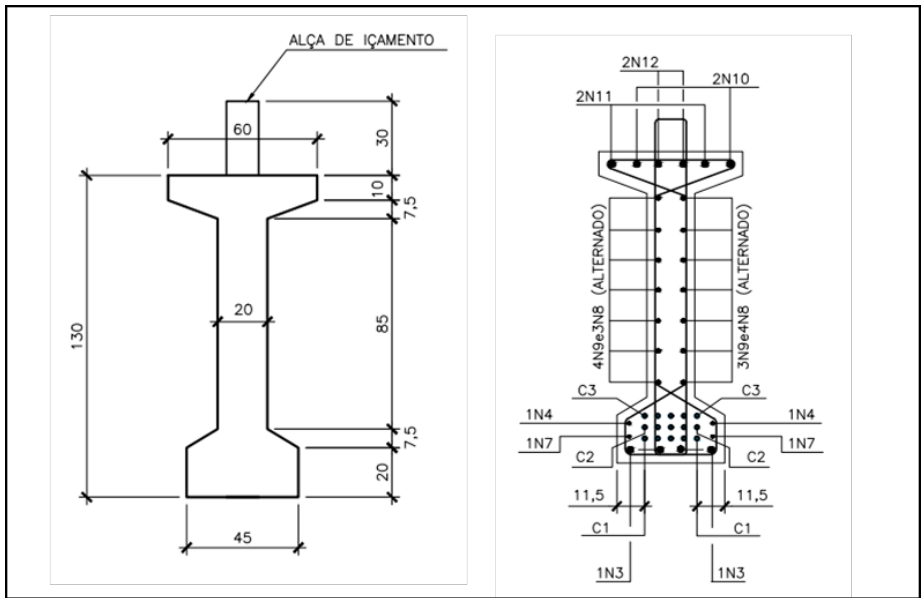


Figura 7 - Seção transversal da viga principal (longarina)

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

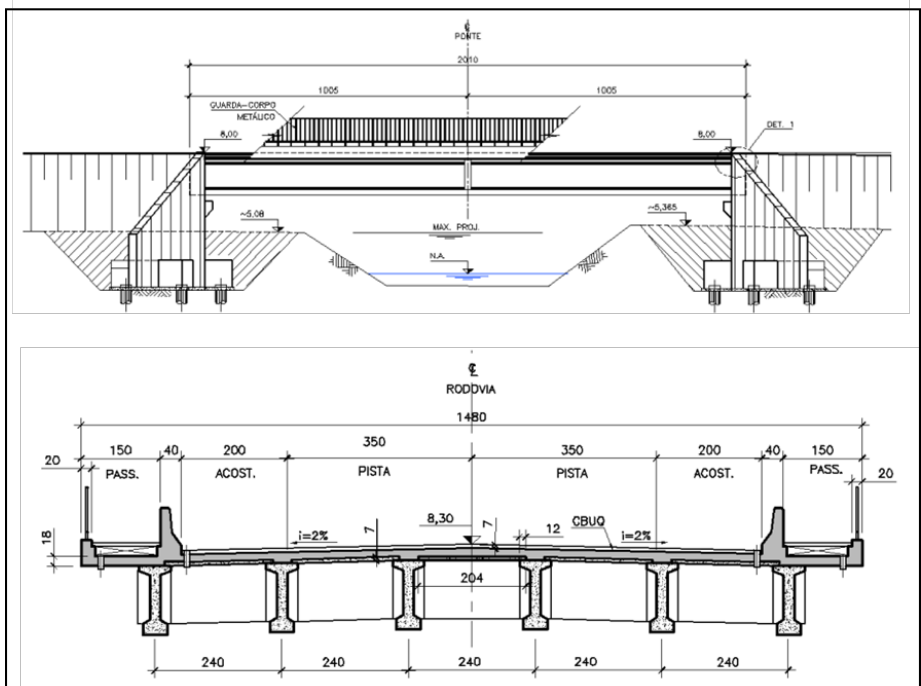


Figura 8 - Vista lateral da Obra de Arte Especial (OAE) e seção transversal da superestrutura

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

6.1 Critérios de projeto e propriedades dos materiais:

Os dados descritos abaixo foram extraídos do projeto básico de execução da OAE e ilustrados nas Tabelas 3 e 4.

Classe de agressividade ambiental: II;
Concreto classe C30 ($f_{ck} \geq 30$ MPa), relação água/cimento $\leq 0,60$ CA e $\leq 0,55$ para CP
Massa específica = 2,50 tf/m ³ ;
Cobrimento: Longarinas em CP $\geq 3,5$ cm
Transversinas em CA $\geq 3,0$ cm
Laje em CA $\geq 2,5$ cm
Fundações $\geq 3,5$ cm

Tabela 3 - Informações do material concreto

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

Aço CA-50 com Patamar de Escoamento: $f_y \geq 500$ MPa (NBR 7480:1996)
Aço CP-190 RB com Patamar de Escoamento: $f_y \geq 1900$ MPa (NBR 7483:2005)
Módulo de Elasticidade = 210 GPa

Tabela 4 - Informações do material aço

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

6.2 Cargas Permanentes

A Tabela 5 contém informações das cargas permanentes extraídas do PROJETO DE ENGENHARIA (2016).

Anterior a cura do concreto da laje
$q_1 = 4,5$ kN/m ² Peso próprio da laje $h=18$ cm
$q_2 = 6,25$ kN/m Peso próprio transversina central e de apoio
$q_3 = 9,4$ kN/m Peso próprio longarina
Posterior a cura do concreto da laje
$q_4 = 1,7$ kN/m ² Peso próprio do revestimento asfáltico
$q_5 = 2,0$ kN/m ² Carga adicional de recapeamento
$q_6 = 5,8$ kN /m Peso próprio do guarda-roda

Tabela 5 - Cargas permanentes

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

Seguindo denominações de nomenclatura da AASHTO são calculadas, separadamente, os valores dos carregamentos produzido por DG, DL e DW que correspondem, respectivamente, aos valores das cargas devidos ao peso próprio, laje e

pavimentação e dos elementos não-estruturais.

6.3 Cargas Móveis

De acordo com o item AASTHO LRFD 3.6.1.2.1 a carga veicular deve consistir numa combinação do veículo de projeto ou tandem de projeto mais o efeito dinâmico. O tandem de projeto é outro tipo de carga móvel e consiste numa configuração de um par de eixos com um peso de 112 kN. O veículo de projeto denominado HL-93 e o tandem de projeto são mostrados na Figura 9. As distâncias entre os eixos do veículo devem ser escolhidas de maneira que sejam produzidos os efeitos máximos e mais desfavoráveis. No item AASTHO LRFD 3.6.1.2.4 é definida a carga lane load como uma carga uniformemente distribuída de 9 kN/m (0,64 kip/ft) no sentido longitudinal.

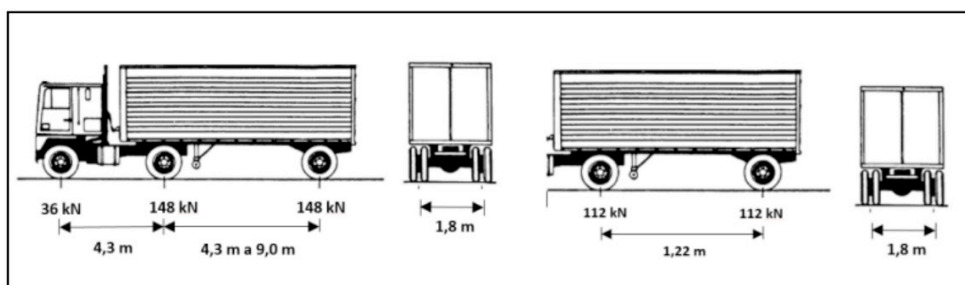


Figura 9: - Veículo de projeto HL-93 e Tandem de projeto

Fonte: AASTHO LRFD (2012)

Uma vez estabelecida a posição do veículo, calculam-se os momentos produzidos pelo veículo de projeto M_{ve} . De igual forma o momento máximo no centro do vão da viga, para o caso do tandem M_{Ta} de projeto e para a carga *lane load* M_{Ca} , foram calculados e são mostrados na Tabela 6.

O fator de distribuição DFM das ações variáveis aplicado aos momentos atuantes em uma viga de seção I de concreto protendido pré-fabricada, segundo formulação constante no item AASTHO LRFD 4.6.2.2.2. são apresentados na Tabela 6

Parâmetros de cálculo (AASTHO)	
IM	0,33
DFM	0,712
n	6 vigas
K_g (mm ⁴)	2,765 E+11
Momentos Fletores Totais	
$M_{ve} + M_{ca}$ (kN.m) = 1.926,185	

$$M_{ta} + M_{ca} \text{ (kN.m)} = 1.664,061$$

Tabela 6: - Momentos Fletores produzidos pelas cargas variáveis de projeto

Fonte: Autores deste manuscrito

Escolhido, portanto, o valor de 1.926,185 kN.m devido ser a situação mais desfavorável na análise para a solicitação de momento fletor.

Pelas Normas Brasileiras NBR 6118(2014) e NBR 7188 (2013), podemos extrair valores diretamente da memória de cálculo do projeto básico fornecido e explicitados abaixo considerando veículo tipo Classe 45 (Figura 10):

TT= 450,0 kN Cargas concentradas do trem-tipo (3 eixos de 150,0 kN);

$\rho = 5,0 \text{ kN/m}^2$ Carga distribuída trem-tipo.

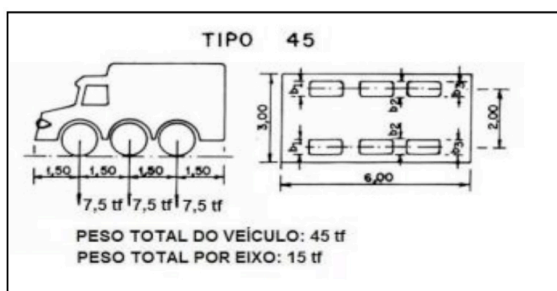


Figura 10 - Veículo de projeto TB-45

Fonte: NBR 7188 (2013)

Os momentos fletores (em kN.m) solicitantes foram extraídos do projeto da OAE e possuem os seguintes valores de acordo com a tabela 7 abaixo:

MOMENTO FLETOR (kN.m)			
LONGARINA 1 CENTRAL		LONGARINA 2 BORDA	
Mg	Mq	Mg	Mq
1541,00	2126,00	1899,79	1230,19
5.269,35		4.410,00	

Tabela 7: - Momentos Fletores Mg e Mq extraídos do projeto básico

Fonte: PROJETO DE ENGENHARIA (2016)

Foram considerados os esforços solicitantes da Longarina 1 pelo fato de serem os esforços mais desfavoráveis na análise de confiabilidade à luz das Normas Brasileiras.

Importante destacar que caso não tivéssemos acesso às informações do projeto, os valores dos esforços nas longarinas provenientes das cargas permanentes e das cargas móveis no tabuleiro poderiam ser calculados através da análise estrutural.

Observa-se ainda que o resultado do valor do esforço de flexão (M_q) proveniente da metodologia da AASHTO é bem parecida com o valor encontrado no projeto (calculado com a Norma Brasileira).

A Figura 11 ilustra a seção transversal do conjunto laje+viga além das variáveis aleatórias adotadas neste estudo para cada SEL.

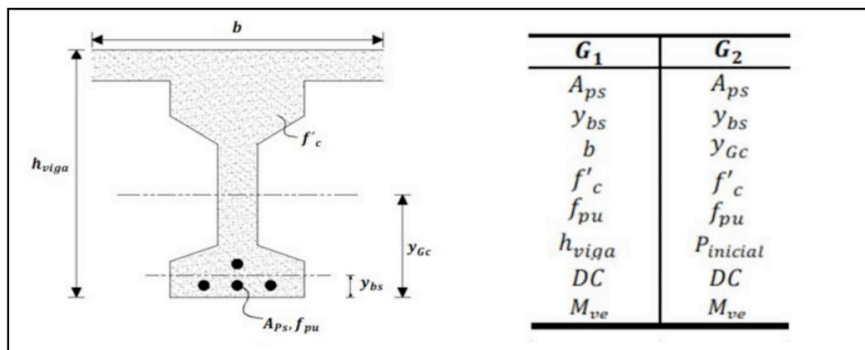


Figura 11 - Seção transversal (viga+laje) e variáveis aleatórias para cada SEL

Fonte: Autores deste manuscrito

Os valores característicos destas variáveis aleatórias encontram-se consolidados na Tabela 8 incluindo o tipo de distribuição de probabilidade que representa e suas referências. Na Tabela 9, além dos valores característicos, temos os valores da média e do coeficiente de variação que serão utilizados na simulação Monte Carlo para o cálculo dos índices de confiabilidade das funções de estado limite G_1 e G_2 .

VARIÁVEIS	DISTRIBUIÇÃO	REFERÊNCIA
A_{ps}	21,45 cm ² NORMAL	Akgul e Frangopol (2004)
y_{bs}	0,15 m NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)
b	2,2 m NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)
$h_{viga+laje}$	1,48 m NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)
y_{Gc}	0,921 m NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)
$P_{inicial}$	3.316,005 kN NORMAL	Akgul e Frangopol (2004)
f'_c	30 Mpa LOG-NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Nowak e Collins (2000)
f_{pu}	1.890,000 Mpa LOG-NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994)
DL+DG	23,541 kN/m NORMAL	Al-Harthy e Frangopol (1994)
M_{VE}	1.273,087 kN.m GUMBEL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)
M_q	2.126,000 kN.m GUMBEL	Al-Harthy e Frangopol (1994), Steinberg (2010)

Tabela 8 - Variáveis aleatórias e distribuição de probabilidade

Fonte: Autores deste manuscrito

VARIÁVEIS	VALOR CARACTERÍSTICO	MÉDIA	COEF. VARIAÇÃO	
A_{ps}	21,45 cm ²	0,0021450000 m ²	0,0021450000 m ²	0,1250
y_{bs}	0,15 m	0,150 m	0,150 m	0,0800
b	2,2 m	2,200 m	2,200 m	0,0040
$h_{viga+laje}$	1,48 m	1,480 m	1,480 m	0,000032
y_{Ge}	0,921 m	0,921 m	0,921 m	0,009000
$P_{inicial}$	3.316,005 kN	3.316,005 m	3.316,005 m	0,050000
f_c	30 Mpa	30.000,00 kN/m ²	39.840,00 kN/m ²	0,1500
f_{pu}	1.890,000 Mpa	1.890.000,00 kN/m ²	2.058.210,00 kN/m ²	0,0250
$DL+DG$	23,541 kN/m	23,541 kN/m	24,718 kN/m	0,1000
M_{VE}	1.273,087 kN.m	1.273,087 kN.m	1.133,047 kN.m	0,2500
M_q	2.126,000 kN.m	2.126,000 kN.m	1.892,140 kN.m	0,2500

Tabela 9 - Momentos produzidos pelas cargas variáveis de projeto

Fonte: Autores deste manuscrito

71 RESULTADOS

A simulação Monte Carlo foi realizada com a utilização do software MATLAB para as funções da SEL, separadamente, sabendo de antemão que as duas funções precisam ser atendidas concomitantemente.

Os resultados do índice de confiabilidade β para a SEL da função G_1 (no ELU) são apresentados na Tabela 10

	β via método MONTE CARLO	N=10 ⁸
β_{alvo}	VIGA - LRFD - AASTHO	4,4865
3,8	VIGA - LRFD - NBR 6118 - NBR 7188	4,0883

Tabela 10: - Índice de confiabilidade β para a SEL da função G_1

Fonte: Autores deste manuscrito

Os resultados do índice de confiabilidade β para a SEL da função G_2 (no ELS) são mostrados na Tabela 11

	β via método MONTE CARLO	N=10 ⁸
β_{alvo}	VIGA - LRFD - AASTHO	1,7837
1,5	VIGA - LRFD - NBR 6118 - NBR 7188	1,5885

Tabela 11: - Índice de confiabilidade β para a SEL da função G_2

Fonte: Autores deste manuscrito

Os valores fornecidos pela análise da normativa da AASTHO e pelas NBR's estão acima dos valores β_{alvo} (ver Tabelas 10 e 11) para as funções G_1 (no ELU) e G_2 (no ELS).

8 | CONCLUSÕES

Os valores de β das funções G_1 e G_2 são atendidos de acordo com os valores pré-estabelecidos β^{alvo} pelo EUROCODE EN 1990 (2002) tanto para a AASTHO quanto para as NBR's.

Observa-se, ainda, que os valores obtidos pelas formulações da NBR são mais restritivos que os da AASTHO, o que leva a concluir, para o caso estudado, que a formulação das NBR's é mais rigorosa. Neste sentido, tentou-se reduzir a quantidade de cabos de protensão e proceder nova análise, pela formulação da AASTHO, com utilização da simulação Monte Carlo. Reduziu-se a quantidade de 15 para 14 cabos. À princípio tal alteração vislumbrou-se solução técnica otimizada tendo em vista que para o valor do índice de confiabilidade da função G_1 (no ELU) obteve-se valor acima do β^{alvo} . Contudo tal redução não logrou êxito quando analisado para a função G_2 (no ELS), ficando o valor do índice de confiabilidade abaixo do valor de β^{alvo} pré-estabelecido. Desta forma fica inviabilizada tal redução, tendo em vista que o sistema estrutural está em série. Importante frisar que tal redução, caso possível, só poderia ser validada após reanálise do dimensionamento de acordo com a normas vigente.

Contudo, a abordagem e utilização da teoria da confiabilidade estrutural se mostra de relevante importância na análise de projetos e em obras na sua fase em serviço, tendo em vista que os fatores globais de segurança são arbitrados por meio de bases empíricas, gerando incertezas sobre o ponto de vista da segurança estrutural.

Importante ressaltar, ainda, que outras funções de falha de SEL poderiam ser estabelecidas, como por exemplo uma função G_3 baseada na verificação quanto ao cisalhamento em ELU.

Vale lembrar que tal viga analisada, apesar de estruturalmente ser considerada “apenas” um componente estrutural dentro de um conjunto mais complexo da estrutura da OAE, na teoria da confiabilidade se comporta como um sistema em série (duas funções de falha G_1 e G_2), ou seja, caso uma das funções da SEL não seja atendida ($G < 0$), todo o sistema estará comprometido.

A relevância deste estudo está no fato que a segurança global da estrutura não leva em conta as incertezas dos parâmetros envolvidos, baseando-se em regras gerais práticas sem nenhum cunho científico.

Através da análise de confiabilidade dos elementos estruturais (vigas I) analisadas na OAE em tela, pode-se finalmente ter a confiança de que este componente estrutural cumprirá a vida útil para a qual foi projetada.

Evidentemente, este procedimento pode ser generalizado para todos os componentes estruturais.

REFERÊNCIAS

AI-HARTHY, A.S., FRANGOPOL, D.M., **Reliability Assessment of Prestressed Concrete Beams**. Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(1), pp.180-199, 1994.

AKGÜL, F., FRANGOPOL, D.M., **Lifetime Performance Analysis of Existing Prestressed Concrete Bridge Superstructures**. Journal of Structural Engineering, 130(12), pp.1889–1903, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Customary U.S. Units, 6th Edition, 2012.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**., Rio de Janeiro, 2013.

BASTOS, F. P. S. **Análise de Confiabilidade de seções submetidas à flexão simples e composta pelo método de Monte Carlo**. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

BECK, A. T. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. 1. ed. São Paulo: Elsevier Editora Ltda., 2019.

BREITUNG, K. **Asymptotic approximations for multinormal integrals**. Journal of Engineering Mechanics, v. 110, n. 3, p. 357, 1984.

DITLEVSEN, Ove Dalager; MADSEN. Henrik Overgaard. **Structural Reliability Methods**, *Struct. Reliab. Methods*, no. Dinamarca, p 361, 2007.

EUROCODE EN 1990. **Eurocode – Basis of Structural Design**. Bruxelas, CEN 2002.

FERREIRA, E. G. **Análise de confiabilidade estrutural via método SORM DG: análise de confiabilidade por meio de curvaturas principais de superfícies de estado limite**. Editora Dialética, 2022.

HASOFER, A. M., LIND N. C. **Exact and invariant second-moment code format**. Journal of Engineering Mechanics, v. 100, p. 111-21, 1974.

HOHENBICHLER, M., RACKWITZ, R. **Improvement of second order reliability estimates by importance sampling**. Journal of Engineering Mechanics, v. 114, n. 12, p. 2195-2199, 1988.

JACINTO, L., **Avaliação da segurança de pontes existentes - Abordagem Probabilística Bayesiana**, Tese de doutorado, Universidade de Nova de Lisboa, 2011.

KARAMCHANDANI, A. **Structural system reliability analysis methods**. Stanford: Stanford University, Report nº 83, Jhon A. Blume Earthquake Engineering Center, 1987.

LIU, P.L., KIUREGHIAN, D. A. **Finite-element reliability methods for geometrically nonlinear stochastic structures**. Report n. UCB/SEMM-89-05. Berkeley: Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1989.

MATLAB M. **The language of technical computing**. The MathWorks, Inc, 2012. Disponível em: <http://www.mathworks.com>.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. **Structural reliability: analysis and prediction**. New York: Jon Willey & Sons, 2018.

METRÓPOLIS, N. e ULAM, S. **The Monte Carlo Method**. Journal of the American Statistical Association, v. 44, n. 247, p. 335-341, 1949.

NOWAK, A.S., COLLINS, K.R., **Reliability of Structures**. CRC Press, 2000.

PROJETO DE ENGENHARIA – Ponte sobre córrego São Domingos. Disponível em: <<https://bityli.com/oaecorregosaodomingos>>, 2016.

RACKWITZ, R., FIESSLER, B. **Structural reliability under combined random load sequences**. Computers and structures, v. 9, n. 5, p. 489-94, 1978.

SAGRILO, L. V. S. **Análise de confiabilidade estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, p 151, 1994.

SANTOS, S. H. C.; RODRIGUES, T. C. **Análise de Confiabilidade de um Pórtico de Concreto Armado Considerando Efeitos Globais de Segunda Ordem**. XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Virtual, 2021.

SOUZA JUNIOR, Antonio Carlos de. **Aplicação de Confiabilidade na calibração de Coeficiente Parciais de Segurança de Normas Brasileiras de Projeto Estrutural**, *Programa Pós-Graduação em Eng. Civ.* USP, 149, 2009.

STEINBERG, E., **Structural reliability of prestressed UHPC flexure models for bridge girders**. Journal of Bridge Engineering, 15(1), pp.65–72, 2010.

TVEDT, L. **Two second-order approximations to the failure probability**. Veritas report RDIV/20-004083. Oslo: 1983.

A

Acessibilidade arquitetônica 87

Aço ferramenta 121, 124, 128, 129

Análise avançada 77, 84, 85

Artificial intelligence 57, 58, 59, 60, 65, 66, 68, 73, 74, 76

Autonomous vehicle 58, 59

Avaliação pós ocupação 87

B

Borra oleosa 39, 40, 41, 42, 46, 47, 53

C

Chuvas 98

Cinza de casca de arroz 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168

CO₂ emissions 169, 172, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 183, 185, 188, 189, 190, 191, 194, 195, 196, 197

Competitividade 2, 141, 142, 150, 198

Cristobalita 161, 165, 167

D

Desafios 38, 141, 142, 143, 146, 147, 148, 151, 156, 158, 159, 204, 205

Desenvolvimento 2, 6, 7, 20, 30, 31, 37, 39, 43, 54, 87, 88, 95, 105, 120, 141, 142, 145, 147, 148, 159, 167, 198, 205, 206, 213

E

Eixo de menor inércia 77, 79, 81, 83, 84, 85

Electric vehicle 169, 171, 179, 200, 201

Empresa 1, 2, 39, 41, 46, 47, 48, 52, 53, 109, 123, 141, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 201

Energy consumption 169, 170, 174, 181, 182, 185, 188, 189, 190, 191, 192, 195

Engenharia 6, 8, 9, 12, 13, 20, 21, 22, 24, 29, 30, 31, 38, 54, 57, 85, 86, 87, 96, 106, 118, 119, 120, 121, 130, 132, 141, 142, 143, 144, 146, 157, 164, 168, 203, 204, 205, 208, 209, 210, 212, 213, 214, 215, 219, 224, 225

Engenharia de Petróleo 203, 204, 205, 209, 210, 212, 213, 214

Ensino em engenharia 30

Envoltória curva 97, 98, 104

Equações diferenciais ordinárias 30

Ergonomia 87, 88, 90, 91, 93, 95, 96

Escorregamentos 97, 98, 99, 100

Extração de fitoquímicos 133

F

Fator de segurança 12, 97, 98, 99, 102, 105

Fibra natural 108, 110

Fissuras 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224

G

Geomecânica 101, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214

Gesso de fundição 107, 108, 110, 113, 115, 117

Gestão 1, 2, 3, 4, 38, 86, 119, 120, 141, 144, 146, 147, 148, 151, 152, 155, 156, 157, 158, 159

I

Impacto 14, 15, 17, 49, 121, 122, 123, 127, 128, 129, 141, 142, 150

Índice de confiabilidade 5, 7, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 26, 27, 79, 80, 84

Interdisciplinaridade 30, 37, 38

M

Macrometrópole Paulista 169, 172, 176, 197, 199

Matriz curricular 203, 209, 210

Mecânica das rochas 203, 204, 206, 208, 209, 210, 211

Método AHP 39, 41, 43, 44, 45, 46, 47, 53, 54

Método Monte Carlo 5, 10

Modos de falha 5, 8, 18

P

Patologias 215, 216, 217, 218, 219, 223, 224

Polifenóis 133, 134, 136, 138, 139

Pórtico de aço 77

Precision agriculture 58, 65

Probabilidade de falha 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 77, 79, 80, 83, 84

Processos empresariais 1

Q

Qualidade 1, 2, 3, 4, 86, 87, 88, 89, 93, 95, 96, 122, 133, 134, 139, 144, 146, 148, 152, 154, 161, 162, 167, 218

R

Resíduos sólidos 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 53, 54, 55, 120

Resistência dos materiais 8, 9, 30, 31, 38

Resistência mecânica 108, 116, 117

S

SiO₂ 161, 165, 166, 167

Superfície de estado limite 5, 7

T

Tecnologias para o tratamento de borra oleosa 39

Tenacidade 121, 122, 128, 130

TENAX 300IM 121, 122, 123, 124, 125, 126, 128, 129

U

Unmanned aerial vehicle 58

Urban transport 169, 170, 198

ENGENHARIAS:

Pesquisa, desenvolvimento e inovação 3



-  www.atenaeditora.com.br
-  contato@atenaeditora.com.br
-  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
-  www.facebook.com/atenaeditora.com.br

ENGENHARIA- RIAS:

Pesquisa, desenvolvimento
e inovação 3

- 
-  www.atenaeditora.com.br
 -  contato@atenaeditora.com.br
 -  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
 -  www.facebook.com/atenaeditora.com.br