

MARCO ANTÔNIO NAKATA CARDOSO

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES
DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Diôgo Silva de Oliveira
Coorientadores: José Carlos Lopes Ribeiro
José Maria Franco de Carvalho

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2022**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

C268m
2022
Cardoso, Marco Antônio Nakata, 1995-
Metodologia de avaliação da segurança estrutural de pontes
de concreto armado / Marco Antônio Nakata Cardoso. – Viçosa,
MG, 2022.

1 dissertação eletrônica (383 f.): il. (algumas color.).

Inclui apêndices.

Orientador: Diôgo Silva de Oliveira.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2022.

Inclui bibliografia.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2022.769>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Pontes de concreto. 2. Análise estrutural (Engenharia).
3. Concreto armado. 4. Estabilidade estrutural. 5. Testes
não-destrutivos. 6. Pontes de concreto - Projetos. I. Oliveira,
Diôgo Silva de, 1988-. II. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624.25

MARCO ANTÔNIO NAKATA CARDOSO

**METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES
DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 27 de outubro de 2022.

Assentimento:



Documento assinado digitalmente
MARCO ANTONIO NAKATA CARDOSO
Data: 15/12/2022 19:01:07-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Marco Antônio Nakata Cardoso
Autor



Documento assinado digitalmente
DIOGO SILVA DE OLIVEIRA
Data: 16/12/2022 14:12:17-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Diôgo Silva de Oliveira
Orientador

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por ser meu guia e iluminar meu caminho.

Aos meus pais, Fábio e Eneida, pela criação e apoio incondicional, pois sem eles não teria chegado tão longe.

Aos irmãos e demais familiares, pelo apoio e confiança.

Ao meu orientador, professor Diôgo Silva de Oliveira, pela confiança em minha capacidade principalmente nos momentos mais difíceis, pelos ensinamentos e pela confiança e amizade.

Aos demais professores, pelos ensinamentos passados durante toda minha vida acadêmica.

Aos meus amigos, especialmente aos do Labim, por toda ajuda e por tornarem os dias menos árduos.

Ao meu amigo Matheus Sant'Anna, pela amizade e toda ajuda e apoio durante todo o mestrado, pois sem ele eu não teria concluído essa etapa.

E a todos que contribuíram, de alguma forma, no meu desenvolvimento e no desenvolvimento deste trabalho.

Ao DNIT, pelo provimento das condições físicas indispensáveis para a realização do presente trabalho por meio do TED 703/2020 firmado com a UFV.

À CAPES, pela bolsa de pesquisa sem a qual seria inviável a realização do presente trabalho.

RESUMO

CARDOSO, Marco Antônio Nakata, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, outubro de 2022. **Metodologia de avaliação da segurança estrutural de pontes de concreto armado**. Orientador: Diôgo Silva de Oliveira. Coorientadores: José Carlos Lopes Ribeiro e José Maria Franco de Carvalho.

As pontes são estruturas essenciais para o sistema socioeconômico de um país sendo que, em território brasileiro, grande parte dessas estruturas são antigas e de concreto armado, além de não terem disponíveis os projetos estruturais originais. Simultaneamente ao envelhecimento dessas estruturas, houve uma mudança significativa das características dos veículos que trafegam nas rodovias, principalmente aumentando a variedade, quantidade e carga. Portanto, existe a necessidade de uma análise completa do comportamento dessas estruturas. Houve, nos últimos anos, um desenvolvimento significativo de metodologias simples e consistentes para a avaliação da segurança de estruturas sendo, umas delas, o *Rating Factor* (RF). A reconstituição do projeto vem para sanar a ausência dos projetos estruturais originais, auxiliando na obtenção da resistência de projeto (R_d), sendo que, alguns autores propõem fatores de redução da capacidade (Φ) baseados na nota técnica da estrutura. O presente trabalho propõe uma metodologia de avaliação da segurança estrutural de pontes de concreto armado, onde existem dois modelos de avaliação: o Modelo I, que toma a resistência residual do elemento (ΦR_d) baseada na nota técnica; e o Modelo II, que utiliza ensaios para estimar informações sobre os materiais e seções de armadura. Foram realizados estudos de casos de três pontes de concreto armado distintas: idade, classe, vãos, largura e condições de apoio diferentes. Primeiramente realizou-se as inspeções e vistorias com o intuito de: catalogar todas as patologias; atribuir notas técnicas; obter as dimensões da estrutura para a reconstituição do projeto; e realizar os ensaios complementares. Por fim, realizou-se a reconstituição do projeto e a análise da segurança estrutural. A análise dos resultados tem mostrado que o Modelo I é mais conservador do que o Modelo II, pois este considera propriedades dos materiais obtidas com a reconstituição do projeto e resultados obtidos com os ensaios complementares.

Palavras-chave: Pontes. Concreto armado. Segurança estrutural. Ensaio não-destrutivos. Reconstituição de projeto.

ABSTRACT

CARDOSO, Marco Antônio Nakata, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, October, 2022. **Methodology of structural safety assessment of reinforced concrete bridges**. Adviser: Diôgo Silva de Oliveira. Co-Advisers: José Carlos Lopes Ribeiro and José Maria Franco de Carvalho.

Bridges are important structures for the socioeconomic system of a country and, in Brazilian territory, most of these structures are old and made of reinforced concrete, in addition to not having the original structural designs available. Simultaneously with the aging of these structures, there was a significant change in the characteristics of the vehicles that travel on the highways, mainly increasing the variety, quantity and load. Therefore, there is a need for a complete analysis of the behavior of these structures. In recent years, there has been a significant development of simple and consistent methodologies for assessing the safety of structures, one of which is the Rating Factor (RF). The reconstruction of the project comes to remedy the absence of the original structural projects, helping to obtain the design strength (R_d), and some authors propose capacity reduction factors (Φ) based on the technical note of the structure. The present work proposes a methodology of structural safety assessment of reinforced concrete bridges, where there are two evaluation models: Model I, which takes the element's residual strength (ΦR_d) based on the technical note; and Model II, which uses tests to estimate information on materials and reinforcement sections. Case studies of three different reinforced concrete bridges were carried out: age, class, spans, width and different support conditions. Firstly, inspections and surveys were carried out in order to: catalog all pathologies; assign technical notes; obtain the dimensions of the structure for the reconstruction of the project; and carry out additional tests. Finally, the reconstruction of the project and the analysis of structural safety were carried out. The analysis of the results has shown that Model I is more conservative than Model II, as it considers material properties obtained with the reconstitution of the project and results obtained with the complementary tests.

Keywords: Bridges. Reinforced concrete. Structural safety. Non-destructive testing. Reconstruction of the project.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BDOAE	Base de Dados de OAE
CA	Concreto Armado
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EB	Especificação Brasileira
NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
OAE	Obra de Arte Especial
UFV	Universidade Federal de Viçosa

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	12
1.1.1	Objetivo Geral	12
1.1.2	Objetivos Específicos	12
1.2	JUSTIFICATIVA	13
1.3	ESTRUTURA DA PESQUISA	14
2.	REVISÃO DE LITERATURA	15
2.1	ESTRUTURA DA REVISÃO	15
2.2	PONTES E VIADUTOS	15
2.2.1	Histórico de pontes e viadutos de concreto armado	16
2.2.2	Pontes e viadutos de concreto armado brasileiros	17
2.3	PATOLOGIAS EM PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO ARMADO	18
2.3.1	Principais patologias em pontes e viadutos de concreto armado	21
2.3.1.1	Fissuração	21
2.3.1.2	Carbonatação	24
2.3.1.3	Corrosão das armaduras	25
2.3.1.4	Lixiviação e eflorescência	26
2.3.1.5	Deformação excessiva	26
2.3.1.6	Recalque de apoio	27
2.3.1.7	Problemas em aparelhos de apoio	27
2.3.1.8	Desagregação do concreto	27
2.3.1.9	Impacto de veículos	28
2.3.1.10	Erosão	28
2.4	AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO ARMADO	29
2.4.1	DNIT (2004)	29
2.4.2	ABNT (2019)	32
2.4.3	Estados Unidos (AASHTO, 2010 e FWHA, 1995)	34
2.4.4	Eslovênia (COST 345, 2007)	37
2.4.5	Lituânia (ZADLAUSKAS; AUGONIS, 2021)	38
2.5	METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES EXISTENTES	38
2.5.1	Coeficientes de majoração das ações	39
2.5.2	Fator de redução de capacidade (Φ)	39

2.6	RECONSTITUIÇÃO DO PROJETO	41
2.7	EVOLUÇÃO DA NORMATIZAÇÃO DE PROJETO	42
2.7.1	Norma de dimensionamento de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118) 43	
2.7.2	Norma de aço destinados a armaduras de estruturas de concreto armado (ABNT NBR 7480).....	45
2.7.3	Norma de dimensionamento de pontes de concreto armado (ABNT NBR 7187) 45	
2.7.4	Norma de carga móvel (ABNT NBR 7188)	45
2.8	ENSAIOS COMPLEMENTARES PARA CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA	46
2.8.1	Ensaio esclerométrico.....	47
2.8.2	Ensaio de ultrassonografia.....	49
2.8.3	Ensaio de pacometria	51
2.8.4	Ensaio de carbonatação	52
2.8.5	Potencial de corrosão	53
2.8.6	Extração de testemunhos	54
2.8.7	Ensaio dinâmico.....	55
3.	METODOLOGIA DE ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES DE CONCRETO ARMADO	58
4.	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	62
4.1	Estruturas escolhidas	62
4.2	Patologias observadas e condição da estrutura.....	63
4.3	Resultados dos ensaios complementares para caracterização da estrutura	65
4.3.1	Pontos de ensaio nas estruturas.....	65
4.3.2	Ensaio de esclerometria.....	65
4.3.3	Ensaio de ultrassonografia.....	67
4.3.4	Ensaio de pacometria	69
4.3.5	Potencial de corrosão	70
4.3.6	Ensaio de acelerometria	72
4.3.7	Extração de testemunhos	73
4.4	Reconstituição dos projetos	74
4.4.1	Estimativa da resistência característica do concreto à compressão de projeto ($f_{ck,projeto}$)	74
4.4.2	Armadura longitudinal positiva necessária.....	75
4.4.3	Armadura longitudinal negativa necessária	76
4.4.4	Armadura transversal necessária (Estribos verticais)	76

4.5	Análise da segurança estrutural.....	76
4.5.1	Modelo de elementos finitos	76
4.5.2	Veículos-tipo analisados	77
4.5.3	Resistência de projeto (R_d)	77
4.5.4	Fator de redução da capacidade (ϕ).....	77
4.5.5	<i>Rating Factor</i> conforme a metodologia proposta	78
5.	CONCLUSÕES	80
5.1	Conclusões gerais.....	80
5.2	Sugestões de trabalhos futuros.....	82
	REFERÊNCIAS.....	83
	APÊNDICE A – COMPARATIVO NORMATIVO.....	96
	APÊNDICE B – PONTE SOBRE O RIBEIRÃO TEIXEIRAS	152
	APÊNDICE C – VIADUTO DE COIMBRA I	232
	APÊNDICE D – PONTE SOBRE O RIO PIRAPETINGA.....	312

1. INTRODUÇÃO

Pontes e viadutos, também conhecidos como OAEs, são elementos muito importantes para o sistema socioeconômico, principalmente em um país cujo transporte é predominantemente rodoviário, como o Brasil (MASCARENHAS; CARVALHO; VITÓRIO, 2019).

Um estudo realizado por Mendes (2009) mostra que grande parte das pontes da malha rodoviária federal brasileira são antigas (mais de 40 anos) e de concreto armado, algumas com ausência de informações, como por exemplo: ano de construção, trem-tipo de projeto (classe); tipo de estrutura, etc. Guimarães *et al.* (2020) explicam que a ausência de informações ocorre devido à falta de catalogação adequada e de registros quando ocorre a substituição, restauração e reabilitação dessas estruturas em virtude da necessidade de manutenção, conservação e adequação ao volume de tráfego. Uma alternativa para a obtenção de informações sobre a época de projeto e a classe, desde que tenham mantido ou que sofreram pequenas modificações nas suas características originais, é a utilização do Manual de Inspeções de Pontes Rodoviárias (DNIT, 2004), o qual indica as seções transversais típicas de diversos períodos de construções de OAE's.

Paralelamente ao envelhecimento dessas estruturas (muitas com sinais perceptíveis de deterioração e com ausência do conhecimento sobre o grau de comprometimento da estrutura), as características dos veículos que trafegam nas rodovias brasileiras têm mudado significativamente nas últimas décadas, principalmente aumentando a variedade, quantidade e capacidade de carga (JUNGES, 2017; MENDES; MOREIRA; PIMENTA, 2012). Portanto, as estruturas existentes, principalmente as mais antigas e com maior grau de deterioração, necessitam de uma análise completa do comportamento da estrutura. Com a ausência de informações para essa análise, a ABNT NBR 7187 (2021) recomenda a reconstituição do projeto com base em critérios, recomendações e normas da época de sua construção e a verificação das condições atuais de esforços e normas vigentes.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é propor uma metodologia de avaliação da segurança estrutural de pontes e viadutos de concreto armado, considerando a evolução dos critérios normativos de projeto e dimensionamento.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os seguintes objetivos específicos são listados:

- Identificação da evolução histórica dos critérios normativos brasileiros para o projeto e dimensionamento de pontes e viadutos de concreto armado relacionados a: resistência dos materiais, ações e suas combinações, coeficiente de impacto, critérios de dimensionamento de longarinas, etc.;
- Análise das metodologias existentes para avaliação da segurança estrutural de pontes e viadutos de concreto armado, considerando a deterioração da estrutura;
- Realização de três estudos de caso em pontes antigas para a aplicação da metodologia proposta, a fim de verificar sua capacidade de carga real conforme a normatização vigente.

1.2 JUSTIFICATIVA

A frota de veículos no Brasil tem aumentado consideravelmente nas últimas décadas, assim como a capacidade de carga desses veículos. Esses fatores mostram a necessidade de avaliar a real capacidade de carga das pontes antigas, principalmente as mais deterioradas. Atualmente, a avaliação da capacidade de carga de pontes antigas é feita a partir da normatização vigente com base na estrutura íntegra, sem a consideração de uma redução da capacidade devido ao grau de deterioração.

A utilização de critérios de projeto e dimensionamento presentes na normatização vigente para a avaliação da capacidade de carga apresenta a vantagem de obter níveis de segurança mais realistas. Porém, a aplicação em estruturas antigas apresenta as desvantagens: limitação das informações apresentadas nos projetos, como por exemplo as características dos materiais utilizados na época da construção; escassez de modelos matemáticos que incorporem os efeitos negativos da degradação da estrutura em sua capacidade resistente; etc.

Apesar de variados estudos que vêm sendo realizados ao redor do mundo, verifica-se a necessidade de uma metodologia para avaliar a real capacidade de carga de pontes antigas com base na normatização vigente, e que seja adequada a realidade das pontes brasileiras.

1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

Além do capítulo inicial, o trabalho consta de quatro capítulos e dois apêndices.

O capítulo 2 é composto por uma revisão de literatura, onde o histórico mundial de pontes e viadutos é abordado brevemente, assim como a composição das OAE's em território brasileiro. Algumas das principais patologias em pontes e viadutos de concreto armado também são abordadas, assim como a atribuição de notas técnicas a essas estruturas por meio metodologias de avaliação da condição com base em inspeções e vistorias. Posteriormente, comenta-se sobre metodologias de análise da segurança estrutural dessas estruturas, com ênfase na metodologia do *Rating Factor* (RF). Como a maioria dessas estruturas não tem disponível o projeto estrutural, aborda-se também nesse capítulo sobre a reconstituição do projeto para a obtenção do RF, assim como uma breve apresentação da evolução da normatização brasileira para o dimensionamento dessas estruturas. Por fim, ensaios complementares para caracterização da estrutura são abordados.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia proposta para avaliação da segurança estrutural de pontes e viadutos de concreto armado, com base em dois modelos.

O capítulo 4 é reservado para a aplicação dessa metodologia proposta em três exemplo de estrutura: duas pontes e um viaduto. Ao fim, são comparados os resultados obtidos para cada modelo da metodologia proposta.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões deste estudo, assim como sugestões para trabalhos futuros.

As referências bibliográficas e os apêndices são apresentados na sequência. No Apêndice A é apresentado, de forma completa, uma revisão de literatura sobre a evolução da normatização brasileira para o dimensionamento de pontes e viadutos de concreto armado. Nos Apêndices B, C e D são abordados, de forma completa, as três aplicações da metodologia proposta.

2. REVISÃO DE LITERATURA

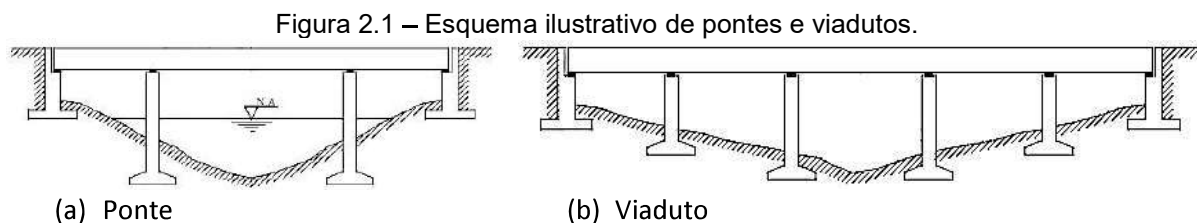
2.1 ESTRUTURA DA REVISÃO

A revisão de literatura, com ênfase em pontes e viadutos de concreto armado, aborda sobre o histórico mundial e sobre a composição dessas estruturas em território brasileiro. Posteriormente, aborda-se as principais patologias nesse tipo de estrutura e as metodologias de avaliação da condição estrutural, onde uma nota técnica é atribuída para cada elemento ou para a estrutura como um todo. Conseqüentemente, aborda-se as metodologias de avaliação da segurança estrutural, as quais correlacionam a nota técnica com um fator de redução de capacidade (Φ).

Por fim, mais três tópicos são abordados: um deles fala da avaliação da segurança estrutural, com base no *Rating Factor*, que requer a reconstituição do projeto dessas estruturas em casos de inexistência de dados de projeto, a qual leva ao outro tópico que trará da evolução da normatização brasileira pertinente ao dimensionamento de pontes de concreto armado. O último tópico trata de ensaios experimentais de caracterização e resposta da estrutura, permitindo uma avaliação baseada em dados reais.

2.2 PONTES E VIADUTOS

Pontes ou viadutos são aqueles elementos rodoviários e ferroviários utilizados para a transposição de obstáculos naturais ou já criados pelo homem, afim de dar continuidade a uma via de comunicação qualquer. Quando o obstáculo transposto é um rio, denomina-se ponte, e quando é um vale ou outra via, denomina-se viaduto (Figura 2.1) (GAMA, 2014; MARCHETTI, 2008).



Fonte: EL DEBS E TAKEYA (2007).

Obras de Arte Especiais (OAE's) podem ser definidas como grandes construções de infraestrutura destinadas a estruturar ou fortalecer redes viárias, circulação de pessoas, produtos e veículos. Segundo a ABNT NBR 9452 (2016), as

pontes e os viadutos, assim como os pontilhões e as passarelas, se enquadram nessa classificação.

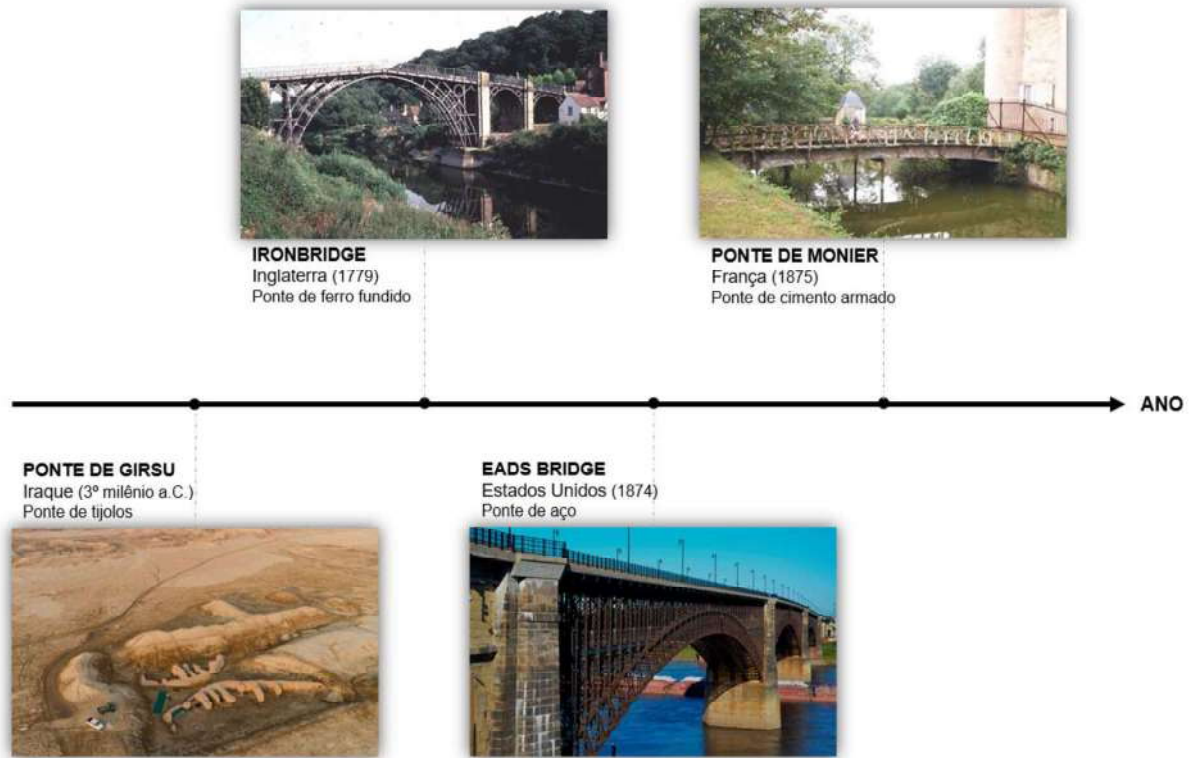
2.2.1 Histórico de pontes e viadutos de concreto armado

A ponte existente mais antiga já encontrada no mundo é a Ponte de Girsu (Figura 2.2), localizada no Iraque. Construída no terceiro milênio a.C., a ponte de tijolos foi descoberta em 1920, porém somente em 2017 que os trabalhos de escavação e conservação recomeçaram.

Em 1779 foi inaugurada com a revolução industrial, na Inglaterra, a Ironbridge (Figura 2.2), considerada a primeira ponte de ferro fundido do mundo. Em 1874, com o avanço da tecnologia, inaugurou-se nos Estados Unidos a Eads Bridge (Figura 2.2), a primeira ponte em aço do mundo.

Construída em 1875 na França, a ponte mais antiga do mundo construída com a técnica e o material do cimento armado é a Ponte de Monier (Figura 2.2). Segundo Magalhães (2017), o jardineiro e horticultor francês Joseph Monier (1823-1906) patenteou a técnica do cimento armado, a qual unia armações de ferro, cerâmicas e pedras à argamassa composta por cimento. Décadas depois, a partir de 1892, teria surgido a nomenclatura “concreto armado”, que foi difundida no século XX.

Figura 2.2 – Linha do tempo das pontes



Fonte: O autor.

2.2.2 Pontes e viadutos de concreto armado brasileiros

Grande parte das pontes integrantes da malha rodoviária federal brasileira foi construída antes de 1984, possuindo capacidade estrutural incompatível com as solicitações impostas pelo tráfego atual (OLIVEIRA; CALIXTO, 2014).

Dados obtidos na BDOAE do ano de 2017 identificavam a existência de 8336 OAE's sob jurisdição do DNIT, sendo 7515 pontes e viadutos, incluindo as pontes de madeira. Na Tabela 2.1 é mostrada a distribuição dos tipos de sistema estrutural das pontes e viadutos, sendo notável a predominância das tipologias de concreto armado. Existe um elevado número de pontes e viadutos sem informação acerca do tipo de estrutura, evidenciando a carência de um sistema de gestão mais robusto e completo, o que pode ser prejudicial para a boa manutenção e recuperação dessas obras (MASCARENHAS; CARVALHO; VITÓRIO, 2019).

Tabela 2.1 – Tipo de estrutura das pontes e viadutos.

Tipo de estrutura	Quantidade	Porcentagem (%)
Concreto armado	3667	48,80
Concreto protendido	765	10,18
Metálica	5	0,07
Mista	111	1,48
Madeira	223	2,97
Não informado	2744	36,51

Fonte: Elaborada com dados extraídos de BDOAE.

Segundo Silva *et al.* (2014), a maioria das pontes da malha rodoviária federal foram construídas na década de 60. Mendes (2009) mostra que o cenário das 5619 pontes, cadastradas no DNIT, que estavam implantadas nas rodovias federais era o seguinte:

- 2313 (41,2%) pontes não possuem cadastradas informações sobre o ano de construção. Das pontes com informações cadastradas, 2284 (69,1%) possuem idade superior a 40 anos (construídas até o ano de 1976);
- 3154 (56,1%) pontes não possuem cadastradas informações sobre o trem-tipo de projeto. Das pontes com informações cadastradas, 2228 (90,4%) foram projetadas com trens-tipo de 240 kN ou de 360 kN.

2.3 PATOLOGIAS EM PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO ARMADO

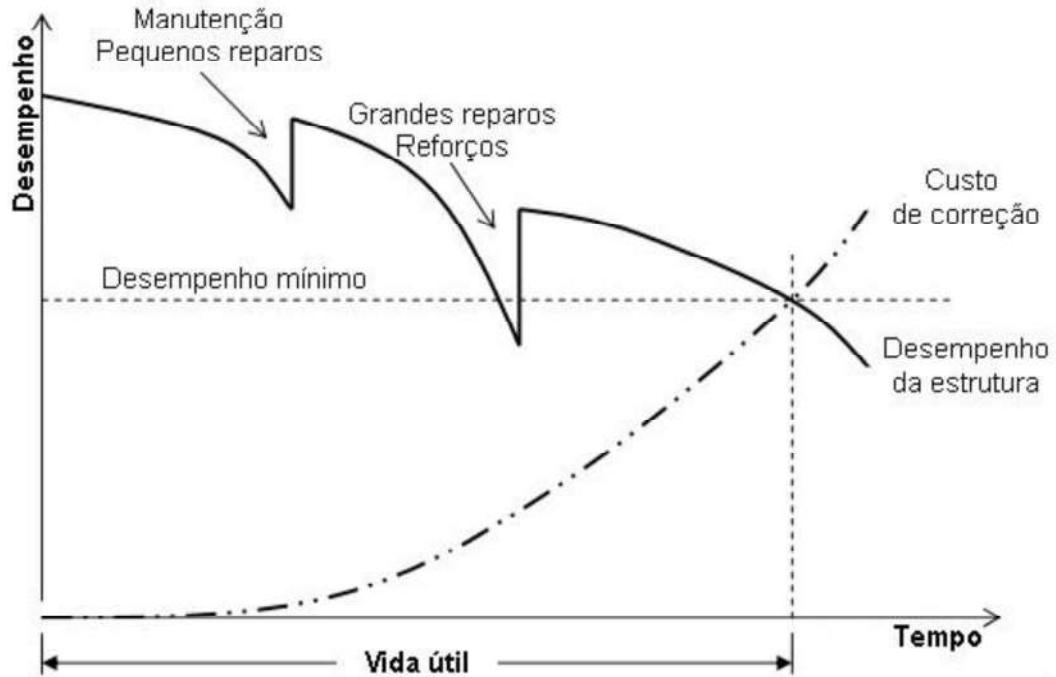
O termo patologia provém das palavras gregas *pathos* (sofrimento, doença) e *logia* (ciência, estudo), cujo significado é “estudo das doenças”, podendo então ser compreendido como o estudo do desvio daquilo que é admitido como a condição normal ou esperada de algo (anormalidade), que conflita com a integridade ou o comportamento habitual do elemento (BOLINA; TUTIKIAN; HELENE, 2019).

As diversas ações as quais as pontes de concreto armado estão submetidas, assim com o seu uso contínuo e a falta de programas preventivos de manutenção sujeitam as pontes à ação de diversas patologias da construção, ocasionando o seu envelhecimento e deterioração, comprometendo a sua estrutura e funcionalidade (LOURENÇO *et al.*, 2009; MASCARENHAS *et al.*, 2019).

Os procedimentos de manutenção, alegados serem de alto custo, são desprezados na maioria das pontes e edificações, resultando na aceleração da deterioração e do surgimento de patologias na estrutura (MASCARENHAS *et al.*,

2019; SARTORTI, 2008). Quando realizados em intervalos de tempo adequados, os procedimentos de manutenção podem garantir o desempenho mínimo da estrutura durante a sua vida útil, conforme a Figura 2.3.

Figura 2.3 – Efeitos dos procedimentos de manutenção no desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil.

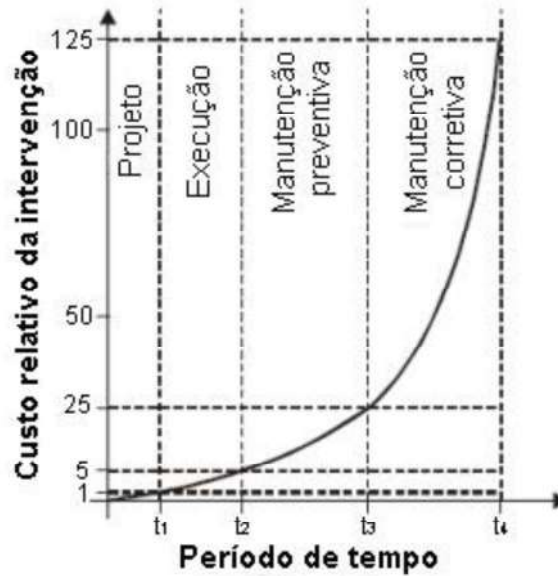


Fonte: Adaptado de BOLDO (2002).

A Lei de Sitter ou Lei dos 5 (Figura 2.4) demonstra que os custos de manutenção evoluem de forma progressiva, os quais podem ser minimizados quando antevistos na etapa de projeto. Os custos devidos a intervenções tardias seguem uma projeção geométrica de ordem cinco em relação aos custos com medidas preventivas adotadas na etapa de projeto (CAVALLI; DOTAF, 2008; HELENE, 1992).

As patologias encontradas em pontes e viadutos têm natureza variada, sendo que, uma possível explicação para o seu desenvolvimento é a ocorrência de falhas e incorreções em uma das etapas de construção (LOURENÇO *et al.*, 2009). Segundo Helene (1988), grande parte das manifestações patológicas tem origem nas fases de planejamento e projeto (Figura 2.5), sendo, em geral, mais graves do que as que tem origem nas falhas dos materiais ou na má execução.

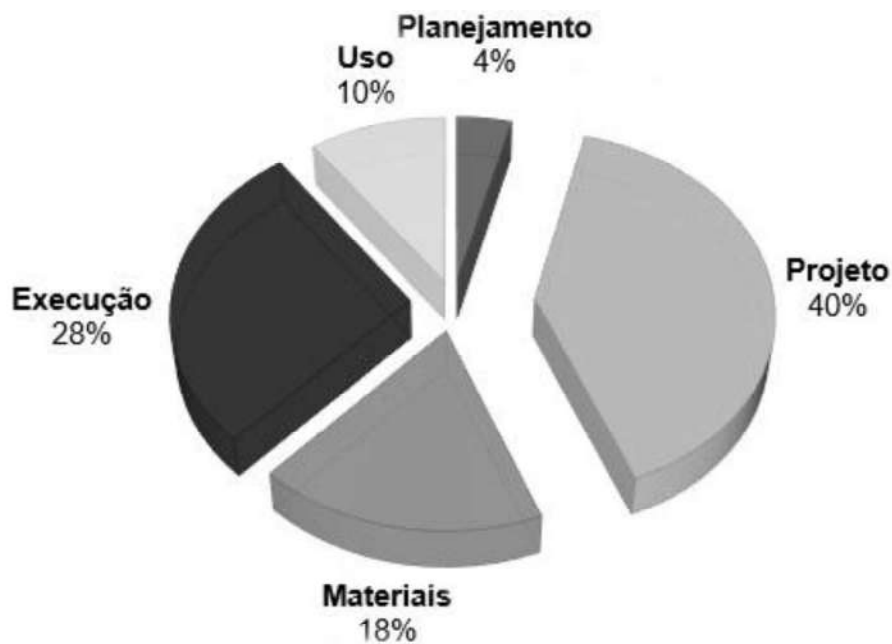
Figura 2.4 – Lei de Sitter ou Lei dos 5.



Fonte: Adaptado de SITTER (1984).

Projetos de engenharia mal detalhados, construção com planejamento e controle insuficientes, técnicos e operários não qualificados e prazos de execução extremamente curtos resultam, quase sempre, em estruturas de má qualidade que se deterioram prematuramente e que exigem altos custos de recuperação e de reforço para se manterem em condições de uso (SOUZA; RIPPER, 2009).

Figura 2.5 – Origem das patologias conforme a etapa de construção.



Fonte: Adaptado de HELENE (1992).

Sabendo disso, nesse tópico serão brevemente abordadas as patologias mais recorrentes em pontes e viadutos de concreto armado e que afetam as condições estrutural e de durabilidade.

2.3.1 Principais patologias em pontes e viadutos de concreto armado

2.3.1.1 Fissuração

As fissuras indiciam que a estrutura está reduzindo sua durabilidade e nível de segurança, comprometendo sua utilização tanto na redução da vida útil quanto no prejuízo ao seu funcionamento e estética, podendo ocasionar a corrosão das armaduras em ambientes agressivos (CARMONA, 2005). Segundo Lungisansilu, Felix e Mendes (2021), a fissuração do concreto é um fenômeno que ocorre praticamente nas zonas submetidas aos esforços de tração devido à baixa resistência à tração do concreto e cujo panorama de fissuração sofre influência da taxa de armadura existente na região.

As causas da fissuração podem ser variadas, sendo algumas próprias do material concreto (cura deficiente, retração e expansão) e outras devidas a erros de projeto, de utilização ou de execução (variações de temperatura, ataques químicos, excesso de carga e recalques diferenciais) (DNIT, 2004).

Segundo Curcio (2008), as fissuras passam a constituir um problema patológico quando apresentam abertura superior aos valores admissíveis ou quando não são originárias do funcionamento normal da peça. A abertura máxima característica (w_k) das fissuras não deve ultrapassar os limites recomendados pela ABNT NBR 6118 (2014), afim de atender às exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura. Na Tabela 2.2 estão apresentados esses limites, em função das classes de agressividade ambiental (CAA's).

Tabela 2.2 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

CAA	Exigências relativas à fissuração ¹
I	$w_k \leq 0,4$ mm
II e III	$w_k \leq 0,3$ mm
IV	$w_k \leq 0,2$ mm

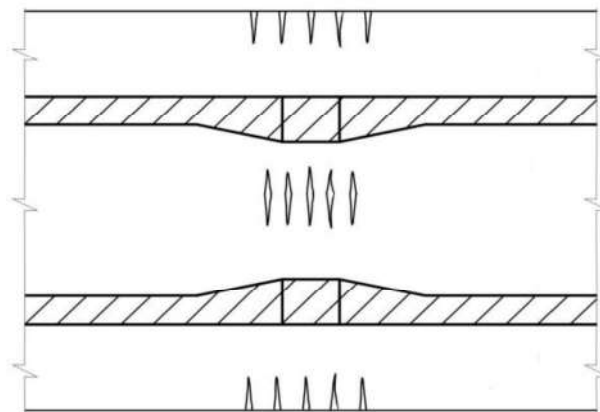
Notas: ¹ Verificação conforme o estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W), para uma combinação frequente de ações.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Serão exemplificados a seguir alguns exemplos de fissuras.

Algumas pontes apresentam fissuras nas lajes nas regiões do engrossamento das longarinas (região de mudança de rigidez da seção do tabuleiro, passando de uma seção mais rígida para uma menos rígida) devido à falta de armadura longitudinal nas lajes ou à erros nos processos de concretagem, conforme a Figura 2.6. Associando-se essa descontinuidade com o grande comprimento do tabuleiro e, em alguns casos, com a ausência de aparelhos de apoios móveis, tem-se que a possível causa do surgimento dessas fissuras seria a variação de temperatura no tabuleiro, o qual não possui juntas de dilatação.

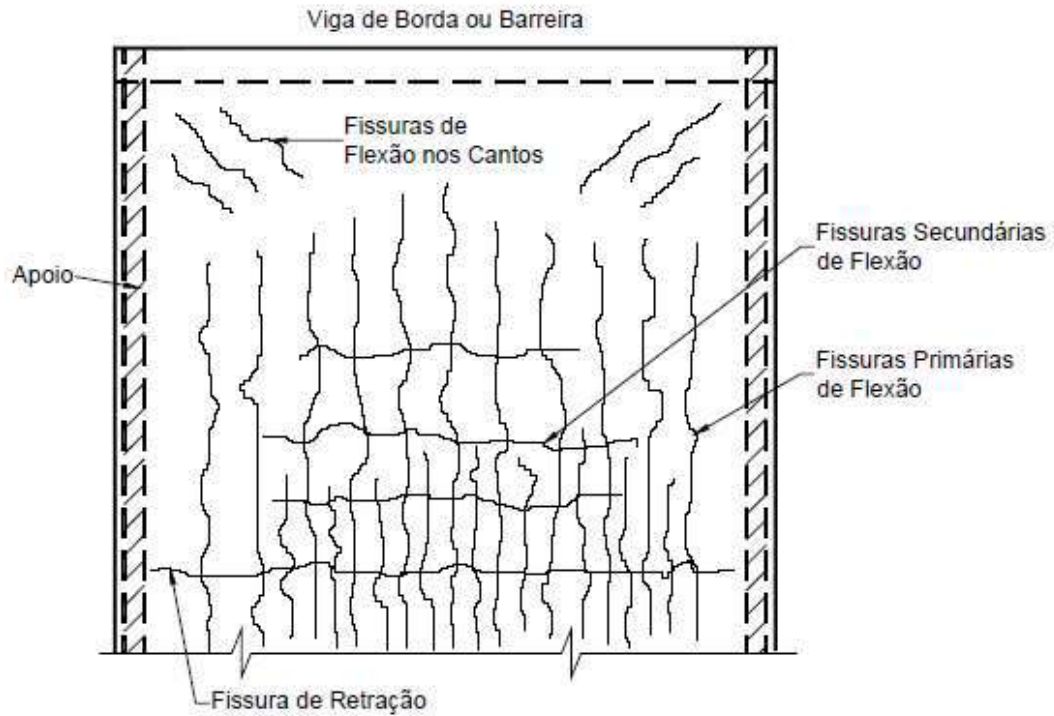
Figura 2.6 – Fissuras na laje próxima aos apoios.



Fonte: Adaptado de VITÓRIO (2002)

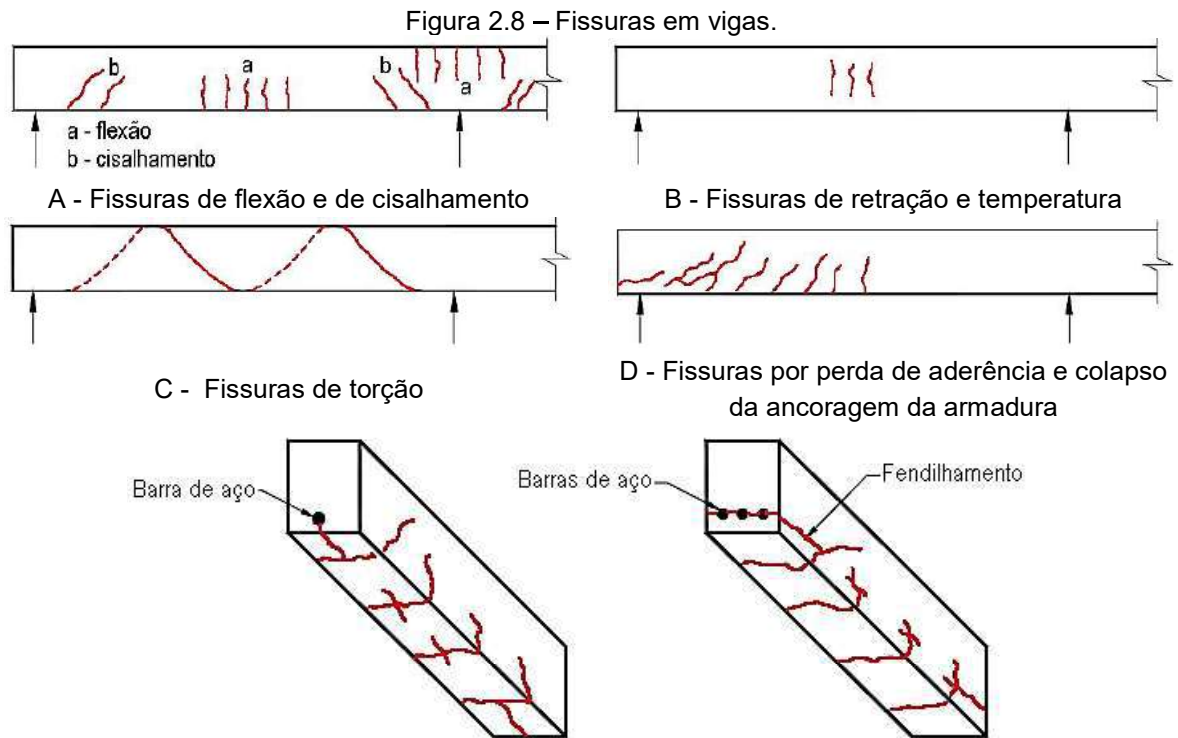
No Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (DNIT, 2004) são apresentados outros tipos de fissuras que podem surgir nas lajes, com as suas possíveis causas, conforme descrito na Figura 2.7.

Figura 2.7 – Tipos de fissuras em lajes de concreto armado.



Fonte: DNIT (2004).

Assim como nas lajes, no Manual de Inspeções de Pontes (DNIT, 2004) são apresentados alguns tipos de fissuras que podem surgir nas vigas das pontes (Figura 2.8).



E - Fissuras por corrosão das armaduras

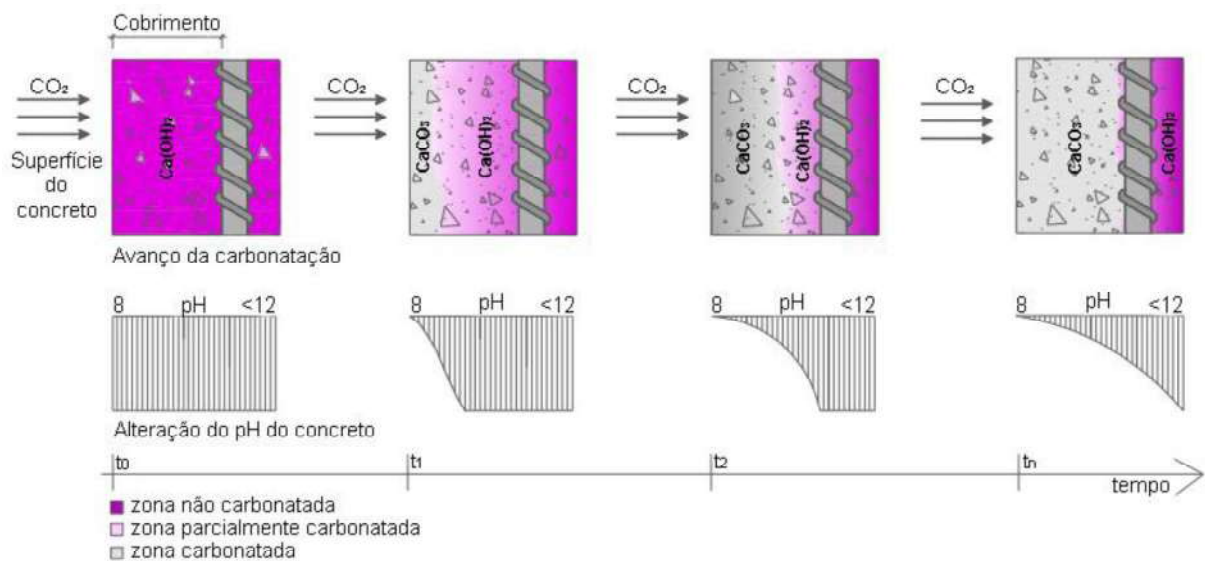
Fonte: Adaptado de DNIT (2004).

2.3.1.2 Carbonatação

O hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, um dos produtos da hidratação do cimento, é o principal responsável pelo ambiente alcalino do concreto. A elevada alcalinidade cria uma camada passivante ao longo das armaduras presentes no concreto armado, protegendo-as da corrosão (WERLE; KAZMIERCZAK; KULAKOWSKI, 2011).

A carbonatação ocorre naturalmente nas estruturas de concreto, promovendo mudanças na microestrutura e uma redução da alcalinidade do concreto (Figura 2.9), podendo despassar as armaduras e deixando-as propensas à corrosão. Consiste em um fenômeno físico-químico entre o gás carbônico (CO_2) presente na atmosfera e os produtos da hidratação do cimento, resultando, principalmente na precipitação do carbonato de cálcio (CaCO_3) (FERREIRA, 2013; WERLE; KAZMIERCZAK; KULAKOWSKI, 2011).

Figura 2.9 – Avanço da frente de carbonatação e alteração do pH do concreto.



Fonte: Adaptado de POSSAN (2010).

O estudo de Réus *et al.* (2016) constatou que a carbonatação aumenta a dureza superficial do concreto, superestimando os resultados de resistência à compressão estimados pelos ensaios de esclerometria e de ultrassonografia. Verificou-se também que as variações nos ensaios de esclerometria e de ultrassonografia não são proporcionais à profundidade de carbonatação do concreto e, que concretos com mais reserva alcalina tendem a apresentar uma maior colmatagem dos poros superficiais,

influenciando diretamente os resultados de resistência à compressão do concreto obtidos com esses ensaios.

2.3.1.3 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras (Figura 2.10) é o principal responsável pela deterioração precoce das estruturas de concreto armado, pois tem como consequência direta a redução da seção das armaduras e conseqüentemente da resistência mecânica dos elementos (ANGST *et al.*, 2020; HANSSON, 2016). Os produtos da corrosão geram tensões internas e podem promover a perda de aderência entre o aço e o concreto e a fissuração e deslocamento do concreto de cobrimento (GENTIL, 2003; MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Figura 2.10 – Armadura exposta e corroída.



Fonte: O autor.

Concretos muito permeáveis (elevada relação água/cimento) ou estruturas com cobrimento de concreto insuficiente/inadequado favorecem o ingresso de agentes agressivos e desprotegem as armaduras contra a corrosão (CHEMROUK, 2015) Segundo Silva (2007), a carbonatação é um dos fatores que contribuem para a corrosão, a qual reduz o pH do concreto e despassiva a armadura, desencadeando o processo de corrosão na presença de umidade e comprometendo a segurança e a durabilidade da estrutura.

2.3.1.4 Lixiviação e eflorescência

A lixiviação consiste na dissolução e transporte do hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, produto de hidratação da pasta de cimento endurecida, acarretando na diminuição do pH do concreto e na decomposição de outros hidratos. Conseqüentemente, ocorre o aumento da porosidade do concreto que, com o tempo, se desintegra. Esse processo ocorre devido ao ataque de águas puras ou com poucas impurezas, águas pantanosas, subterrâneas, profundas ou ácidas, sempre que puderem circular e renovar-se (SOUZA; RIPPER, 2009).

As eflorescências (Figura 2.11), produto da lixiviação, são depósitos salinos com aparência esbranquiçada formados na superfície da estrutura, podendo causar prejuízos estéticos e o surgimento de manifestações patológicas mais sérias (MARTINS; FIORITI, 2014).

Figura 2.11 – Eflorescência na laje de um viaduto.



Fonte: O autor.

2.3.1.5 Deformação excessiva

Deformações excessivas podem causar o aparecimento de fissuras no elemento estrutural, afetando a estética e a durabilidade.

2.3.1.6 Recalque de apoio

Os recalques diferenciais, gerados por imperfeições no solo, são os mais críticos e podem vir a ocorrer nas fases de projeto (devido a um projeto deficiente), execução ou utilização. A redistribuição dos esforços ao longo da estrutura pode gerar fissurações e deformações ao longo da estrutura.

2.3.1.7 Problemas em aparelhos de apoio

A deterioração dos apoios pode evoluir com o passar do tempo e trazer sérias consequências, mas pode ser acelerada caso alguns erros tenham sido cometidos, seja na fase de projeto ou na execução da obra. Como exemplo, a escolha equivocada da classe de agressividade ambiental do local da construção da ponte, ou até mesmo o posicionamento inadequado das armaduras (HELENE, 1992).

2.3.1.8 Desagregação do concreto

Desagregação (Figura 2.12) pode ser definida como a separação física de placas ou fatias de concreto, com perda de monolitismo e, na maioria das vezes, perda também da capacidade ligante entre os agregados e a pasta de cimento. Conseqüentemente, o elemento que apresenta essa patologia perde, localizadamente ou globalmente, a capacidade de resistir aos esforços que solicitam (SOUZA; RIPPER, 1998).

Figura 2.12 – Desagregação do concreto em pilar de sustentação de uma ponte.



Fonte: ANTUNES DE OLIVEIRA *et al.* (2020).

A desagregação pode ser provocada, em geral, pela expansão devido à oxidação ou dilatação das armaduras, ao aumento de volume do concreto quando este absorve água ou às movimentações estruturais e choques (VITÓRIO, 2002). Além desses fatores, a desagregação pode ocorrer, ainda, por ações biológicas, carbonatação do concreto, corrosão, fissuração e movimentação de formas.

2.3.1.9 Impacto de veículos

O impacto de veículos pode causar danos estruturais (Figura 2.13), podendo até mesmo levar ao colapso da estrutura, e danos à segurança dos usuários da ponte.

Figura 2.13 – Caminhão com caçamba levantada bate em ponte do Piqueri, na Marginal Tietê.

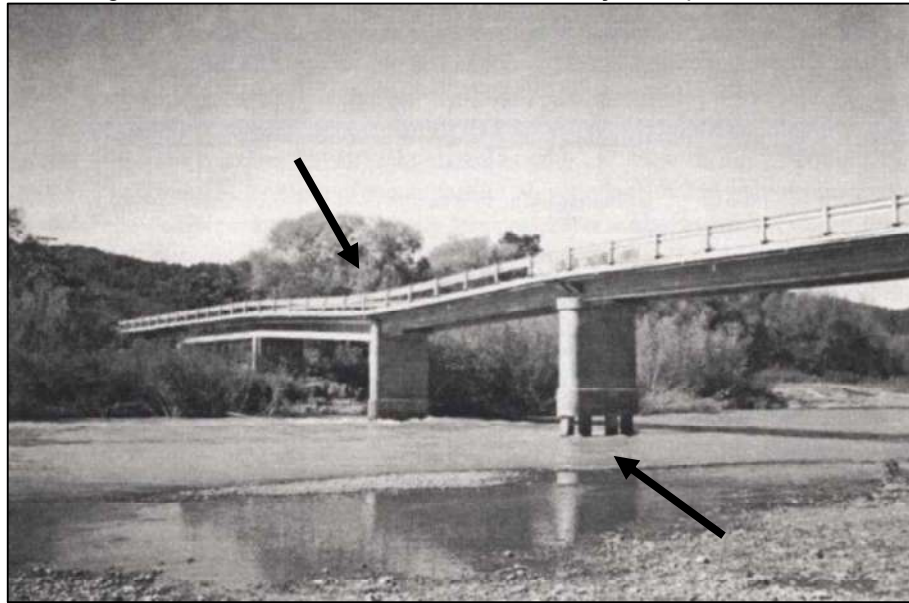


Fonte: Resk e Rebelato (2015).

2.3.1.10 Erosão

Segundo Vitório (2002), a erosão é um dos fatores que mais influenciam no aparecimento de problemas na infraestrutura de uma ponte. A erosão pode ser causada por uma cheia através da rápida elevação do nível da água, com movimentação e rebaixamento do leito do rio. Também pode ser causada pela obstrução da calha do rio (Figura 2.14), muitas vezes pelos próprios pilares do rio, que reduzem a seção de vazão, acarretando na perturbação da água, no aumento da velocidade de escoamento e no aumento da intensidade da zona de erosão em torno dos pilares, podendo causar riscos à estabilidade das fundações.

Figura 2.14 – Erosão dos fundos e deformação da ponte Ohutu.



Fonte: SILVA (2008).

2.4 AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO ARMADO

As estruturas de pontes estão sujeitas a deterioração com o passar do tempo, sendo um problema bastante complexo para os órgãos públicos estadual e federal, e para as concessionárias responsáveis por gerir e manter essas OAE's. Portanto, cuidados são necessários para que essas estruturas não se debilitem e fiquem vulneráveis às ações de agentes (endógenos ou exógenos) que ponham em risco as suas condições de estabilidade e funcionalidade. Nesse sentido, aplicações de metodologias de inspeção para pontes são pertinentes (ALSHARQAWI; ZAYED; ABU DABOUS, 2018; MEDEIROS *et al.*, 2020).

Algumas metodologias de inspeção classificam as pontes, ou os seus componentes, através de uma nota técnica, com base nos danos. Classificações brasileiras, como a do DNIT (2004) e a da ABNT NBR 9452 (2019), e algumas estrangeiras, como AASHTO (2010), FHWA (1995), Zadlauskas e Augonis (2021) e COST 345 (2007), são apresentadas a seguir.

2.4.1 DNIT (2004)

O Manual de Inspeções de Pontes Rodoviárias (DNIT, 2004) traz uma avaliação qualitativa da estrutura, a qual classifica o estado de conservação conforme

a gravidade dos problemas existentes no elemento (Tabela 2.3). A condição da ponte é dada pela nota atribuída ao elemento mais degradado.

Segundo Giovanetti e Pinto (2014), apesar de ser um método simples, a avaliação é subjetiva, pois depende fortemente da qualificação do inspetor. Além disso, a nota da ponte pode ser generalizada devido a um único dano.

Tabela 2.3 – Correlação da nota com a categoria dos problemas detectados no elemento.

Nota	Danos no elemento/ Insuficiência estrutural	Ação corretiva	Condições de estabilidade	Classificação das condições da ponte
5	Não há danos nem insuficiência estrutural.	Nada a fazer.	BOA	OBRA SEM PROBLEMA
4	Há alguns danos, mas há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção.	BOA	OBRA SEM PROBLEMAS IMPORTANTES
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da estrutura.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	BOA APARENTEMENTE	OBRA POTENCIALMENTE PROBLEMÁTICA Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural. OBRA PROBLEMÁTICA
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.	SOFRÍVEL	Postergar demais a recuperação da obra pode leva-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas. OBRA CRÍTICA
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) – ou em alguns casos, substituição da obra da obra - deve ser feita sem tardar.	PRECÁRIA	Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial do tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações, etc.

Fonte: DNIT (2004).

2.4.2 ABNT (2019)

Conforme Simões, Rodrigues e Pinheiro (2021), a metodologia de avaliação da ABNT NBR 9452 (2019) consiste em atribuir notas de classificação (1 a 5) às anomalias identificadas na inspeção, afim de representar, por um valor numérico, a condição geral da ponte.

A avaliação é realizada conforme três parâmetros: estrutural, funcional e de durabilidade (Tabela 2.4). Os parâmetros estruturais estão relacionados à segurança estrutural da OAE, enquanto os parâmetros funcionais, ao conforto e segurança dos usuários, e os parâmetros de durabilidade, às características diretamente associadas à sua vida útil.

Em situações que sejam realizadas inspeções especiais, cada elemento é inspecionado e suas anomalias são registradas. As notas atribuídas aos parâmetros estruturais e de durabilidade são determinadas conforme a relevância do elemento avaliado (principal, secundário e complementar). A nota final é a menor atribuída ao parâmetro analisado dentre todos os elementos, conforme a Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Classificação da condição da OAE segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade.

Nota	Condição	Caracterização estrutural	Caracterização funcional	Caracterização de durabilidade
5	EXCELENTE	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados.	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários.	A OAE apresenta-se em perfeitas condições, devendo ser prevista manutenção de rotina.
4	BOA	A estrutura apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural.	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
3	REGULAR	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas. Intervenções podem ser necessárias a médio prazo.	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias que comprometem sua vida útil, em região de moderada a alta agressividade ambiental ou a OAE apresenta moderadas a muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
2	RUIM	Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE, sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE necessita de intervenções significativas a curto prazo.	OAE com funcionalidade visivelmente comprometida, com riscos de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.	A OAE apresenta anomalias moderadas a abundantes, que comprometem sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental.
1	CRÍTICA	Há danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. A OAE necessita de intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramento provisório e associada instrumentação, ou não.	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização.	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9452 (2019).

Tabela 2.5 – Modelo de ficha de classificação da OAE.

Parâmetro	Elemento						Nota final
	Super estrutura	Meso estrutura	Infra estrutura	Elementos complementares		Pista	
				Estrutura	Encontro		
Estrutural							
Funcional		NA	NA				
Durabilidade							

Fonte: ABNT NBR 9452 (2019).

Segundo Simões, Rodrigues e Pinheiro (2021), o fato de a metodologia para inspeções rotineiras ser exclusivamente visual e se fundamentar em critérios essencialmente qualitativos, agregando-se a heterogeneidade da formação e experiência de inspetores, proporciona um expressivo grau de subjetividade à inspeção, acometendo a confiabilidade dos resultados. No caso das inspeções especiais, existem referências de classificação para nortear a atribuição das notas, porém possuem uma limitação significativa tanto no número de condições abrangidas, quanto no detalhamento das descrições indicadas. Existe ainda uma restrição da representatividade do resultado das inspeções, visto que as notas de classificação retratam apenas a anomalia mais crítica no elemento mais afetado, sem qualquer impacto das condições das demais partes constituintes da ponte. Além disso, a baixa discretização dentre as notas não oferece informações suficientes para distinguir estruturas que apresentam a mesma classificação e possuam condições diversas.

2.4.3 Estados Unidos (AASHTO, 2010 e FHWA, 1995)

Nos Estados Unidos, os elementos da ponte são avaliados e classificados conforme a Tabela 2.6, sendo que a nota final da ponte é a menor nota atribuída aos componentes.

No *National Bridge Inventory* (NBI) estão compilados dados de inventário e de inspeção para apresentação à *Federal Highway Administration* (FHWA), sobre as condições e o desempenho das pontes.

Tabela 2.6 – Classificação de condição geral dos componentes da ponte.

Nota	Condição	Descrição
N	NÃO SE APLICA	-
9	EXCELENTE	-
8	MUITO BOA	Nenhum problema observado
7	BOA	Alguns pequenos problemas
6	SATISFATÓRIA	Elementos estruturais apresentam pequena deterioração Todos os elementos estruturais primários são sólidos, mas podem ter pequenas perdas de seção, rachaduras, fragmentação ou erosão
5	RAZOÁVEL	Perda de seção, deterioração, fragmentação ou erosão avançadas
4	POBRE	Perda de seção, deterioração, lascamento ou erosão afetaram seriamente os componentes estruturais primários.
3	SÉRIA	Falhas locais são possíveis. Fissuras por fadiga em aço ou fissuras por cisalhamento no concreto podem estar presentes
2	CRÍTICA	Deterioração avançadas dos elementos estruturais primários. Fissuras por fadiga em aço ou fissuras de cisalhamento no concreto podem estar presentes ou a erosão por ter removido o suporte da subestrutura. A menos que seja monitorado de perto, pode ser necessário fechar a ponte até que uma ação corretiva seja tomada
1	FALHA IMINENTE	Grande deterioração ou perda de seção presente em componentes estruturais críticos ou movimento vertical/horizontal evidente que afeta a estabilidade da estrutura. A ponte está fechada ao tráfego, mas a ação corretiva pode ser recolocada em serviço leve.
0	FALHA	Fora de serviço – além da ação corretiva

Fonte: (FHWA, 1995).

No programa de financiamento de pontes, com vigência atual, os estados avaliam quatro itens: tabuleiro, superestrutura, subestrutura e bueiro (BOETTGER, 2018). Segundo o *Florida Department of Transportation* (2016), além desses itens representarem partes separadas de uma estrutura, o foco é para os principais componentes de suporte de carga e não nas necessidades de manutenção. Sendo assim, alguns componentes com custos de manutenção relevantes, como por exemplo as juntas de dilatação, não são ou tem pouca consideração na atribuição da classificação de condição. Constata-se então que as quatro classificações de condição são insuficientes para fins de gerenciamento de ativos, pois não fornecem informações suficientes sobre a causa da deterioração, afim de prever condições futuras ou selecionar ações de manutenção apropriadas, e sobre a extensão da deterioração, para a estimativa de custos. A partir disso, um sistema complementar de inspeção e avaliação de ponte foi elaborado e implementado.

O *Bridge Element Inspection Manual* (AASHTO, 2010) divide em dois tipos de elementos: *National Bridge Elements* (NBE) e *Bridge Management Elements* (BME). Os NBE's representam os componentes estruturais primários da ponte necessários para a determinação da condição geral e da segurança dos elementos principais de suporte de carga enquanto os BME's, os componentes da ponte como as juntas, camada de pavimentação e sistemas de impermeabilização.

Existem quatro *Condition State* (CS) para cada elemento (CS1 - Bom; CS2 - Razoável; CS3 - Pobre; CS4 - Severo) podendo ser definidos com o auxílio de tabelas, as quais classificam a dimensão dos defeitos mais recorrentes nesse tipo de elemento. Na Tabela 2.7 é apresentado a classificação dos danos mais recorrentes em tabuleiros de concreto armado, enquanto na Tabela 2.8 são apresentados os CS's.

Tabela 2.7 – Classificação dos defeitos em tabuleiros de concreto armado.

Defeitos	Reduzido - Pequeno	Regular - Moderado	Médio - Severo
Rachadura	< 1,6 mm	1,6 – 3,2 mm	> 3,2 mm
Lascamento/ Delaminações	N/A	Lascamento menor que 25 mm de profundidade ou que 150 mm de diâmetro, sem armadura exposta	Lascamento maior que 25 mm de profundidade ou que 150 mm de diâmetro ou armadura exposta
Densidade de rachaduras	Espaçamento maior que 1,0 m	Espaçamento entre 0,33 e 1,0 m	Espaçamento menor que 0,33 m
Eflorescência	N/A	Superfície esbranquiçada sem acúmulo ou lixiviação	Acúmulo pesado com manchas de ferrugem

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010).

Tabela 2.8 – CS's de tabuleiros de concreto armado.

Defeitos	CS1 (Bom)	CS2 (Razoável)	CS3 (Pobre)	CS4 (Severo)
Rachadura	Nenhuma para	Tamanho regular e/ou densidade	Tamanho médio e/ou densidade	A condição está além dos limites estabelecidos
Lascamento/ Delaminações/ Áreas reparadas	Nenhuma	Lascamento moderado ou áreas reparadas que são sólidas	Lascamento severo ou áreas reparadas apresentando um alívio de tensão	pelo CS3 e/ou garante uma revisão estrutural para determinar a resistência ou capacidade de serviço do elemento ou da ponte
Eflorescência	Nenhuma	Moderada com mancha	Severa com mancha de ferrugem	
Capacidade de carga	Sem redução	Sem redução	Sem redução	

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010).

2.4.4 Eslovênia (COST 345, 2007)

Segundo Giovanetti e Pinto (2014), o método de avaliação utilizado pelo Instituto Nacional Esloveno de Construção e Engenharia Civil (ZAG) baseia-se no somatório de manifestações patológicas em cada elemento, levando em consideração a importância do elemento e a extensão desta manifestação. A classificação da condição (R) da ponte e/ou seus componentes pode ser descrita pela Equação 2.1.

$$R = \sum V_D = \sum B_i \cdot K_{1i} \cdot K_{2i} \cdot K_{3i} \cdot K_{4i} \quad 2.1$$

onde,

V_D - Valor da classificação para um tipo de dano;

B_i – O valor desse fator reflete o potencial efeito desse particular tipo de dano (i) na segurança e/ou durabilidade do elemento estrutural afetado. Os valores variam de 1 a 5;

K_{1i} – O valor desse fator, reflete a importância do componente ou membro estrutural para a segurança de toda a estrutura, podendo ser adotados como 0,3, 0,7 ou 1,0;

K_{2i} – O valor desse fator, que varia de 0,4 a 1, reflete a intensidade do dano. A intensidade do dano é classificada entre um dos quatro graus: I – leve (0,4), II – médio (0,6), III – grave (0,8), IV – muito grave (1,0);

K_{3i} – O valor desse fator, que varia de 0,5 a 1, reflete a extensão do dano principal, sendo classificada conforme a porcentagem dos elementos ou a área da superfície afetada: elementos individuais (0,5), vários elementos (0,8) ou maior parte da ponte (1,0);

K_{4i} – O valor desse fator, que varia de 0 a 10, reflete a urgência do serviço de intervenção.

A condição da ponte é baseada no valor de R, conforme a classificação apresentada na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Sistema esloveno de classificação da ponte.

Classe	Descrição	R
1	Crítica	> 20
2	Ruim	14 - 22
3	Satisfatória	8 - 17
4	Boa	3 - 12
5	Muito boa	0 - 5

Fonte: Adaptado de COST 345 (2007).

O método utiliza parâmetros mais quantitativos e apresenta as vantagens de facilitar a comparação entre inspeções da mesma estrutura e reduzir a dependência de fatores humanos, como por exemplo a qualificação do inspetor, e a interferência de um único dano na classificação da estrutura. Porém, pode apresentar como desvantagem, uma classificação contestável devido à somatória de pequenos danos e de danos que se somam naturalmente (GIOVANNETTI; PINTO, 2014).

2.4.5 Lituânia (ZADLAUSKAS; AUGONIS, 2021)

A metodologia proposta por Zadlauskas e Augonis (2021), para a avaliação da segurança de pontes da Lituânia, classifica as estruturas portantes da ponte de 1 a 5, onde a ponte com nota 1 representa a estrutura com menos danos.

2.5 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES EXISTENTES

Prova de carga é um dos testes mais eficientes para a avaliação da segurança de uma estrutura já concluída, porém, nem sempre é viável devido ao alto nível de custo, tempo, requisitos do teste, interrupção ou redirecionamento do tráfego e segurança (OLIVEIRA; JUNIOR, 2007). Podendo ser de natureza estática e dinâmica, esse teste tem como objetivo principal a avaliação do desempenho das estruturas quando submetidas às cargas de uso e a verificação se irá trabalhar dentro do Estado Limite de Serviço (ELS), conforme estabelecido pela normatização brasileiras vigente. Em países da Europa e da América do Norte, é muito comum a realização destes ensaios em pontes que são inauguradas, porém, em território brasileiro, a realização fica mais restrita a situações em que se almeja obter mais informações sobre o comportamento de estruturas que não tenham os projetos estruturais ou que tenham sido reforçadas (SOUZA *et al.*, 2021).

Nos últimos anos tem-se presenciado um desenvolvimento significativo de metodologias simples e consistentes para a avaliação de segurança de estruturas (HENRIQUES, 1998). As metodologias de análise da segurança estrutural consideradas de simples aplicação e indicadas na literatura são baseadas no cálculo do *Rating Factor* (RF), um fator de segurança proposto pela AASHTO. Consiste basicamente na relação entre a resistência ao carregamento móvel da seção analisada e a solicitação devido ao carregamento móvel do veículo analisado na mesma seção. O RF é expresso pela Equação 2.2.

$$RF = \frac{\Phi \cdot R_d - \gamma_G \cdot G_k}{\gamma_Q \cdot Q_k \cdot \varphi} \quad 2.2$$

onde,

Φ - Fator de redução de capacidade;

R_d - Resistência de projeto;

G_k - Valor característico da ação permanente;

G_k - Valor característico da ação variável;

γ_G - Coeficiente de majoração das ações permanentes;

γ_Q - Coeficiente de majoração das ações variáveis;

φ - Coeficiente de impacto.

O *Rating Factor* (RF) foi adotado por diversos autores (AGUILAR *et al.*, 2015; BAGHERI *et al.*, 2018; CUARON *et al.*, 2020; ZADLAUSKAS; AUGONIS, 2021). A avaliação do resultado do RF consiste basicamente em: valor superior a 1,0 indica que a estrutura pode ser considerada segura para a transposição do veículo analisado; e valor inferior a 1,0 indica que a estrutura não pode ser considerada segura para a transposição do veículo analisado, podendo ser necessário a realização de estudos mais complexos.

2.5.1 Coeficientes de majoração das ações

Os coeficientes majoradores das solicitações e o coeficiente de impacto são definidos a partir da normatização brasileira atual.

2.5.2 Fator de redução de capacidade (Φ)

Existem metodologias que definem o fator de redução da capacidade de carga (Φ) em função da condição estrutural atribuída ao elemento ou em função da classificação da ponte. A primeira metodologia, chamada de Método Americano (AASHTO, 2018), em que o Φ é definido pela Equação 2.3.

$$\Phi = \Phi_c \cdot \Phi_s \cdot \Phi \quad 2.3$$

onde,

Φ_c – Fator de condição, conforme a Tabela 2.10;

Φ_s – Fator do sistema, conforme a Tabela 2.11;

Φ – Fator de resistência, tomado como 1 quando nenhuma análise for realizada.

Tabela 2.10 – Fator de condição.

Condição estrutural do componente	Φ_c
Bom ou satisfatório	1,00
Regular	0,95
Ruim	0,85

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

Tabela 2.11 – Fator do sistema.

Tipo de superestrutura	Φ_s
Membros soldados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,85
Pontes de três vigas com espaçamento entre vigas de 6 ft (1,83 m)	0,85
Vigas de piso com espaçamento maior que 12 ft (3,66 m) e longarinas não-contínuas	0,85
Membros rebitados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,90
Membros de múltiplas barras em pontes treliçadas	0,90
Demais pontes em viga e pontes em laje	1,00
Subsistemas de longarinas redundantes entre vigas de piso	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

A segunda metodologia, chamada de Método Esloveno (COST 345, 2007), define o Φ através da Equação 2.4.

$$\Phi = B_R \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta_c \cdot V} \quad 2.4$$

onde,

B_R – Relação entre as resistências médias verdadeira e de projeto da seção crítica, tomado como 1;

α_R – Fator de deterioração da ponte, representando a condição da ponte conforme a Tabela 2.12;

β_c – Valor alvo do índice de segurança, tomado como 3,5 para a vida útil normal e 2,5 para vida útil limitada (até 6 anos ou até a próxima inspeção principal);

V - Coeficiente de variação da resistência do membro, tomado como 10% quando calculado através de experimentos, 15% quando baseado em informações de projeto e 20% se uma informação menos confiável for utilizada.

Tabela 2.12 – Fator de deterioração conforme o Método Esloveno.

Classe	Condição inspecionada	Intervenções necessárias	Fator de condição (R _c)	α _R
1	Muito boa	Sem serviço de manutenção/reparo necessário	< 5	0,3
2	Boa	Serviço de manutenção regular necessário	3 a 10	0,4
3	Satisfatória	Serviço de manutenção/reparo intensificado dentro de 6 anos	7 a 15	0,5
4	Tolerável	Serviço de reparo substancial necessário dentro de 3 anos	12 a 25	0,6
5	Inadequada	Reparo e postagem imediatos necessários	22 a 35	0,7
6	Crítica	Fechamento imediato e reparo/reforço necessários	> 30	0,8

Fonte: Adaptado de ZADLAUSKAS E AUGONIS (2021).

A terceira metodologia, chamada de Método Lituano (ZADLAUSKAS; AUGONIS, 2021), define o Φ através da Equação Tabela 2.5.

$$\Phi = \frac{1}{e^{\alpha_R}} \quad 2.5$$

onde,

α_R – Fator de deterioração dos elementos ponte, conforme a condição das estruturas resistentes da ponte (Tabela 2.13);

Tabela 2.13 – Fator de deterioração para o Método Lituano

Classificação da ponte (Pontos)	α _R
5	0,05
4	0,10
3	0,20
2	0,25
1	0,35

Fonte: Adaptado de ZADLAUSKAS E AUGONIS (2021).

2.6 RECONSTITUIÇÃO DO PROJETO

A avaliação da segurança estrutural de estruturas existentes depende de informações de projeto, que na maioria das vezes não estão disponíveis. Briones (2018) comenta que a avaliação se torna difícil devido à falta de informações e propõe uma metodologia para a avaliação de pontes sem projeto. Apesar de existirem alguns trabalhos que envolvem a avaliação da segurança estrutural de pontes de concreto armado sem projeto, esta área se mostra pouco explorada e existe uma nítida lacuna nas estratégias adotadas em outros países e bem como no Brasil.

A reconstituição do projeto, recomendada pela ABNT NBR 7187 (2021), leva em conta os critérios e recomendações da época de projeto da estrutura, afim de estimar a resistência à compressão do concreto utilizada no projeto e as armaduras mínimas. Essas estimativas permitem calcular a resistência mínima de cada seção do elemento estrutural analisado, com o intuito de verificar a segurança estrutural.

O Anexo D da ABNT NBR 7187 (2021) trata da avaliação de estruturas existentes, as quais podem ser entendidas como aquelas que já passaram uma parte significativa da sua vida útil e que tiveram a oportunidade de demonstrar suas habilidades de prestação de serviços para os quais foram construídas. Conforme esse anexo, nos casos de inexistência dos projetos originais executivos e de insuficiência de detalhes construtivos para fundamentar uma análise completa do comportamento da estrutura, é necessário a reconstituição do projeto com base em critérios, recomendações e normas da época de sua construção e, posteriormente, a verificação das condições atuais de esforços e normas vigentes.

Quando não forem identificadas limitações estruturais coerentes com a anomalia observada em obras rodoviárias existentes, sendo necessário apenas intervenções para recuperação dos requisitos de durabilidade, é permitido a redução dos coeficientes de majoração dos esforços (γ_G e γ_Q), desde que sejam atendidos integralmente os requisitos previstos na norma. Para ações permanentes agrupadas, é permitido adotar um valor de 1,20 para o γ_G , e para ações variáveis, um valor de 1,35 para o γ_Q .

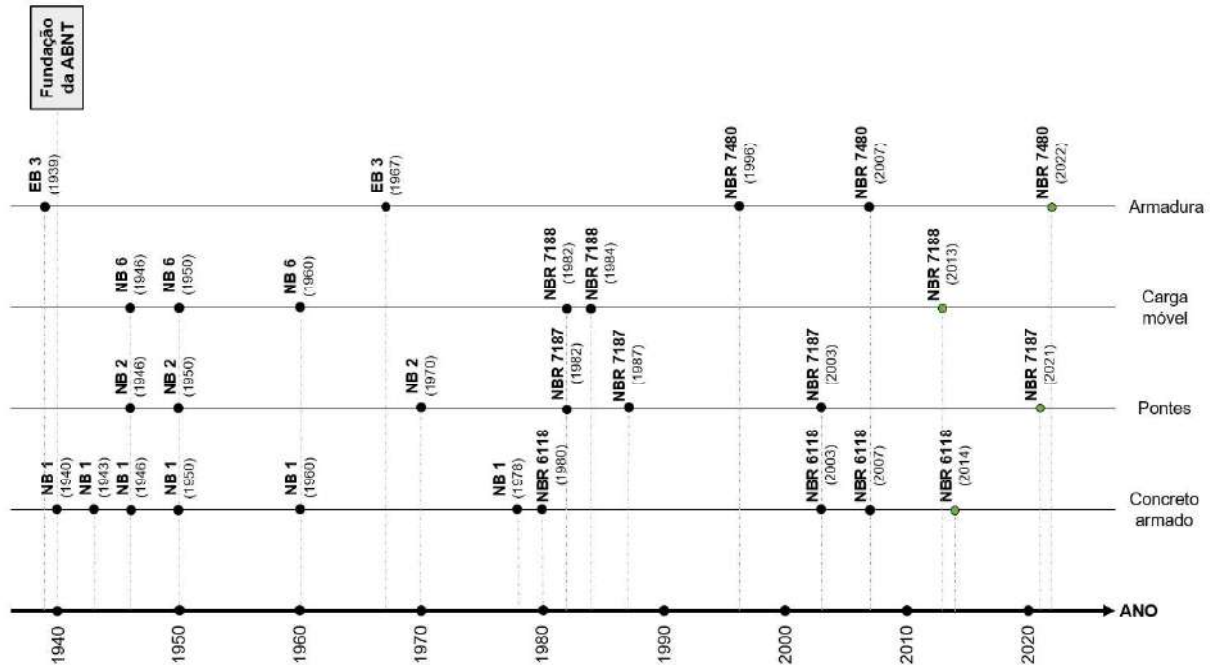
2.7 EVOLUÇÃO DA NORMATIZAÇÃO DE PROJETO

Segundo Guimarães *et al.* (2020), as mudanças das características de projeto de pontes de concreto armado (alterações nos carregamentos e nas seções transversais) exigiram revisões nas Normas Brasileiras de dimensionamento e execução dessas estruturas

Métodos diferentes de avaliação entre os laboratórios de pesquisa INT (Instituto Nacional de Tecnologia) e o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) mostraram a necessidade de padronização. Com esse intuito, fundada em 1940, surgiu a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que é o órgão responsável pela normatização técnica no Brasil. Representa-se na Figura 2.15 a linha do tempo com

a evolução das normas pertinentes ao dimensionamento de pontes de concreto armado.

Figura 2.15 – Evolução das normas pertinentes ao dimensionamento de pontes de CA.



Fonte: O autor.

A evolução das normas é comentada brevemente nos tópicos a seguir, sendo que o assunto é abordado com maiores detalhes no APÊNDICE A.

2.7.1 Norma de dimensionamento de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118)

Em 1940, baseado no Método das Tensões Admissíveis (MTA), surgiu a primeira norma para cálculo e execução de obras de concreto armado, a NB 1 (1940). Além das tensões admissíveis de compressão do concreto serem calculadas com base na tensão média de ruptura do concreto à compressão (corresponderia à resistência média do concreto à compressão aos 28 dias de idade, o f_{cm28} , da normatização vigente), não existiam coeficientes majoradores das ações até a publicação da NB 1 (1960), as quais eram consideradas atuando simultaneamente na estrutura, com seus valores nominais.

Durante a vigência da NB 1 (1960), os elementos estruturais passaram a ser calculados de duas maneiras, ou eram calculados no Estádio III em função da carga de ruptura com o uso de coeficientes de segurança para as ações ou eram calculados no Estádio II com base nas tensões admissíveis. Além disso, as tensões admissíveis

de compressão do concreto passaram a ser calculadas com base na tensão mínima de ruptura do concreto à compressão (corresponderia à resistência característica do concreto à compressão, o f_{ck} , da normatização vigente).

A partir da publicação da NB 1 (1978) posteriormente registrada no Inmetro como ABNT NBR 6118 (1980), o dimensionamento das estruturas de concreto armado passou a ser baseado no Método dos Estados Limites (MEL). Diferentemente do MTA, onde todas as ações são consideradas com a mesma variabilidade, o MEL considera a probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea das ações através das combinações de ações. Atualmente, a ABNT NBR 8681 trata sobre as ações e segurança nas estruturas.

Surgiu ainda na NB 1 (1978) a sigla f_{ck} (do inglês, *Feature Compression Know*), referenciando a resistência característica à compressão do concreto. Segundo Araújo (2001), admite-se, usualmente, que a função densidade de probabilidade das resistências à compressão do concreto segue a curva normal de Gauss, sendo que o termo f_{ck} representa o valor que tem probabilidade de 5% de se obter resistências inferiores.

Com a publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a norma passou a tratar somente da parte do dimensionamento de estruturas de concreto, deixando a parte de execução com a ABNT NBR 14931. Critérios de projeto que visam a durabilidade passaram a ser tratadas na ABNT NBR 6118 (2003), sendo um dos critérios a qualidade do concreto de cobrimento das armaduras, que correlaciona relações água/cimento em massa, classe do concreto e cobrimento mínimo com as Classes de Agressividade Ambiental (CAA). Além dos critérios relacionados à durabilidade da estrutura, as verificações da fadiga do concreto na compressão e na tração passaram a ser consideradas a partir da ABNT NBR 6118 (2003).

Por fim, concretos de resistência (C55 a C90) conforme a classificação da ABNT NBR 8953, também conhecidos como concretos de alto desempenho, passaram a ser tratados apenas a partir da ABNT NBR 6118 (2014).

2.7.2 Norma de aço destinados a armaduras de estruturas de concreto armado (ABNT NBR 7480)

As normas de dimensionamento de estruturas de concreto (NB 1 e ABNT NBR 6118) especificavam as categorias de aço permitidas, porém características mais específicas, incluindo critérios de verificação da fadiga, são encontradas na normatização referente a aços destinados a armaduras de estruturas de concreto armado (EB 3 e ABNT NBR 7480).

2.7.3 Norma de dimensionamento de pontes de concreto armado (ABNT NBR 7187)

As primeiras normas sobre o dimensionamento de pontes de CA tratavam sobre os esforços solicitantes, incluindo o coeficiente de impacto vertical (φ), assim como os esforços resistentes e as disposições construtivas. Segundo Silva *et al.* (2014), o coeficiente de impacto simplifica a complexidade dos efeitos dinâmicos das cargas móveis no cálculo estrutural por meio de cargas estáticas majoradas por esse coeficiente.

Até a publicação da NB 2 (1961), o coeficiente de impacto possuía valor constante, sendo que, a partir da publicação da norma, este valor passou a ser função do vão teórico do elemento carregado. A partir de 2013, o coeficiente de impacto passou a ser tratado na norma de cargas móveis, a ABNT NBR 7188 (2013), o qual passou a ser composto por três parcelas: o coeficiente de impacto vertical (CIV), o coeficiente do número de faixas (CNF) e o coeficiente de impacto adicional (CIA).

2.7.4 Norma de carga móvel (ABNT NBR 7188)

A primeira norma brasileira sobre o carregamento móvel de pontes rodoviárias foi a NB 6 (1946), a qual tratava sobre a classificação das pontes e a composição dos trens-tipo (veículo-tipo e carga de multidão).

Até a publicação da NB 6 (1960), o veículo-tipo era composto, conforme a classe da ponte, por um compressor e por tantos caminhões quantas forem as faixas de tráfego, menos uma. A partir da publicação da NB 6 (1960), ainda vigente na ABNT NBR 7188 (2013), o veículo-tipo passou a ser composto por apenas um veículo.

Anteriormente a publicação da NB 6 (1960), a carga de multidão era um carregamento uniformemente distribuído nos passeios e em toda a pista de rolamento,

exceto na região ocupada pelo veículo-tipo. Durante a vigência da NB 6 (1960), a carga de multidão passou a ser dividida em duas parcelas, uma aplicada na faixa longitudinal correspondente ao veículo-tipo, excetuando-se a região ocupada pelo veículo, e outra aplicada no restante da pista de rolamento e nos passeios. A partir da publicação da ABNT NBR 7188 (1984), ainda vigente da ABNT NBR 7188 (2013), a primeira parcela da carga de multidão passou a ser aplicada em toda a pista de rolamento, excetuando-se a região ocupada pelo veículo, e a segunda parcela passou a ser aplicada somente nos passeios.

2.8 ENSAIOS COMPLEMENTARES PARA CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Ensaio classificados como semi-destrutivos ou não-destrutivos podem ser utilizados para complementar as inspeções visuais, provendo informações sobre a condições dos elementos das pontes que não são detectáveis apenas pela inspeção visual (PENNDOT, 2021).

As técnicas não-destrutivas apresentam uma série de vantagens devido à agilidade e efetividade na obtenção de resultados (VASANELLI *et al.*, 2017). Além de não danificar a estrutura, os ensaios podem ser realizados com a estrutura em serviço, sendo capazes de fornecer um elevado nível de informações. Apesar disso, Machado, Shehata e Shehata (2009) comentam que a confiabilidade da avaliação das propriedades do concreto obtidas com esses ensaios depende da qualificação de quem executa e das curvas de correlação empregadas para correlacionar as grandezas medidas nos ensaios com as propriedades do concreto investigado.

Essas técnicas são importantes para a avaliação da capacidade de carga de estruturas existentes, dada a impossibilidade de realizar testes em testemunhos moldados com o mesmo concreto usado na construção e a dificuldade envolvida no processo de extração de corpos de prova (BRECCOLOTTI; BONFIGLI; MATERAZZI, 2013). Visto isso, serão descritos a seguir os ensaios mais comuns para a caracterização de estruturas de concreto armado e que, inclusive, foram utilizados nos estudos de caso.

2.8.1 Ensaio esclerométrico

Segundo a ABNT NBR 7584 (2012), o ensaio esclerométrico é um método não destrutivo que avalia a dureza superficial do concreto, fornecendo elementos para a avaliação da qualidade do concreto endurecido por meio de um esclerômetro de reflexão (Figura 2.16). Além disso, esse método não pode ser considerado substituto de outros métodos, devendo ser um método adicional ou um ensaio complementar. Segundo Paiva, Freitas e Soares (2021), comparado com outros métodos não-destrutivos, o esclerômetro proporciona uma rápida obtenção de grande quantidade de dados sem causar danos na superfície do concreto, sendo além disso, considerado um equipamento versátil por ser leve e de fácil manuseio, incluindo o seu baixo custo de aquisição.

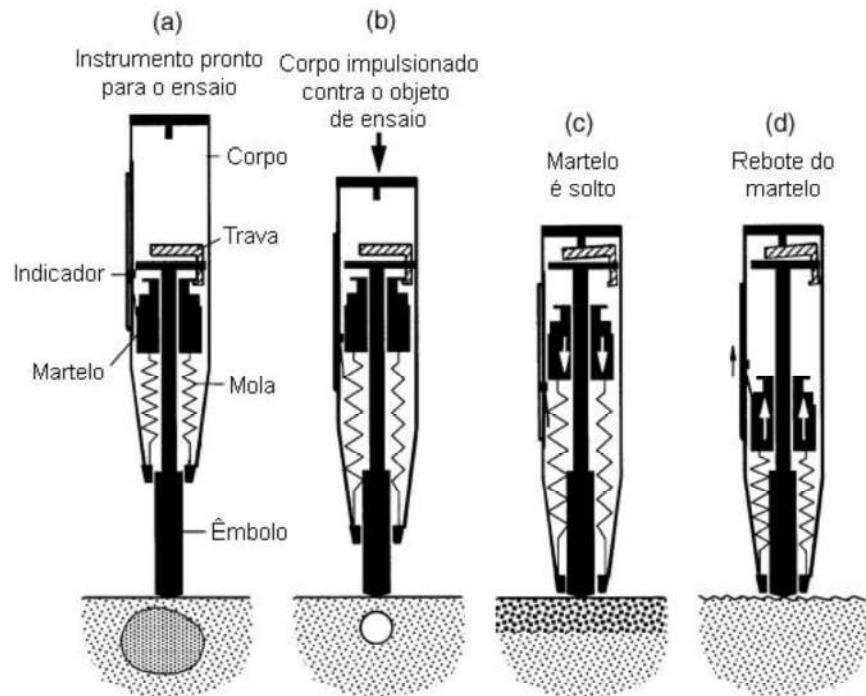
Figura 2.16 – Esclerômetro de reflexão (Silver Schmidt OS8200).



Fonte: SCREENING EAGLE (2022).

O ensaio esclerométrico é baseado no princípio do rebote, onde uma mola é alongada e, ao retornar para a posição de equilíbrio, move um martelo com determinada massa que se choca contra a superfície de um objeto com massa muito maior (Figura 2.17). Após o impacto, a deformação da mola é medida por extensômetros presentes no interior do equipamento, fornecendo o índice esclerométrico, que pode ser correlacionado empiricamente com ensaios de compressão (SILVA *et al.*, 2017).

Figura 2.17 – Esquema ilustrativo da operação de rebote do martelo.



Fonte: Adaptado de ACI 228 (2003).

O resultado do esclerômetro é influenciado principalmente pela camada superficial de concreto, portanto esse teste pode não representar o interior do elemento estrutural em análise. Além das propriedades superficiais do concreto, outros fatores podem influenciar os resultados: dosagem de cimento, natureza e dimensões dos agregados. Portanto, pequenas variações na composição do concreto podem resultar em grandes erros na estimativa de resistência quando uma curva de correlação não for desenvolvida (ATOYEBI; AYANRINDE; OLUWAFEMI, 2019; KUMAVAT; CHANDAK; PATIL, 2021; PUCINOTTI, 2015).

Outro fator que apresenta grande influência sobre os resultados é o desenvolvimento do processo de carbonatação, que afeta principalmente a camada superficial de concreto. O produto deste processo (CaCO_3), devido à sua natureza expansiva, provoca a redução da porosidade do concreto e o aumento da dureza superficial, superestimando os resultados do ensaio (ACI 228, 2003; KIM *et al.*, 2009; MASI; CHIAUZZI, 2013). Portanto, a realização do ensaio em estruturas antigas pode apresentar resultados superestimados, devido ao processo de carbonatação avançado.

Alguns autores obtiveram uma pequena correlação e baixo nível de significância entre os resultados obtidos pelo esclerômetro e a resistência à compressão do concreto, apresentando validade estatística questionável devido à alta dispersão dos dados obtidos. Por isso, a melhor solução parece ser a combinação do IE com os resultados de outros ensaios não-destrutivos para a obtenção da resistência do concreto (BRENCICH *et al.*, 2013; MASI; CHIAUZZI, 2013; PUCINOTTI, 2015).

Além dos citados anteriormente, outros fatores podem afetar o resultado do ensaio. A ABNT NBR 7584 (2012) cita alguns: superfícies úmidas, tipo de cimento, tipo de agregado, tipo de superfície, idade do concreto, operador, massa específica do concreto, esbeltez do elemento estrutural, proximidade entre a área de ensaio e uma falha no concreto, estado de tensão do concreto, temperatura do esclerômetro e do concreto, dosagem do concreto, tipo de cura, superfícies calcinadas por altas temperaturas, dentro outros. Segundo Mehta e Monteiro (2014) a precisão na estimativa da resistência do concreto em ensaios de laboratório pode variar de 15 a 20% e em 25% nos ensaios realizados em estruturas de concreto, sendo que essa variabilidade pode ser ainda maior em estruturas existentes.

Conforme Cemex (2013), o esclerômetro se apresenta vantajoso para a avaliação da uniformidade do concreto e para a delimitação de regiões de uma estrutura que esteja deteriorada ou o concreto seja de má qualidade. Apesar disso, o ensaio só deve ser utilizado para estimar a resistência do concreto quando existir uma curva de calibração apropriada, a qual tenha sido obtida a partir de testemunhos extraídos da própria estrutura.

2.8.2 Ensaio de ultrassonografia

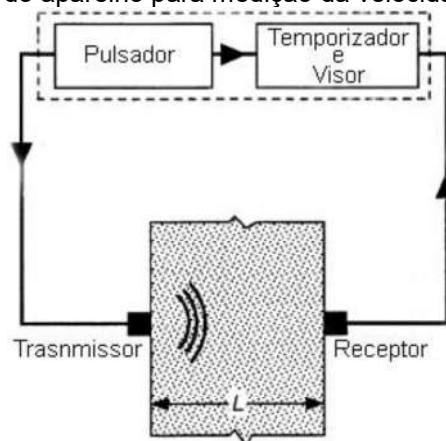
O método de velocidade de pulso ultrassônico é uma técnica não-invasiva que estima, em sólidos, o tempo de propagação de ondas ultrassônicas entre pontos de envio e recepção. As características de propagação das ondas ultrassônicas podem ser usadas para caracterizar a composição, estrutura, propriedades elásticas, densidade e a geometria de um material através de correlações pré-determinadas, padrões conhecidos e relações matemáticas. Essa técnica também é usada para a detecção e descrição de falhas no material, assim como a gravidade do dano através da observação da dispersão das ondas ultrassônicas (HELAL; SOFI; MENDIS, 2015). Segundo a ABNT NBR 8802 (2019) este método pode ser aplicado na estimativa da

profundidade de fissuras e outras imperfeições, no monitoramento da variação de propriedades do concreto ao longo do tempo, na determinação do módulo de elasticidade dinâmico do concreto e na avaliação da resistência à compressão do concreto.

O método tem sido utilizado com êxito para a avaliação da qualidade do concreto, podendo detectar fissuras internas e outros defeitos, como deterioração devido aos ambientes agressivos. Nenhum dano é causado no elemento, pois a técnica utiliza ondas mecânicas, o que permite um monitoramento constante das mudanças estruturais internas durante um longo período de tempo (MALHOTRA; CARINO, 2004).

O princípio operacional do ensaio está representado na Figura 2.18, onde um pulsador envia um sinal de curta duração e de alta voltagem para um transdutor, o qual vibra na sua frequência de ressonância. Um temporizador eletrônico é ligado no início do pulso elétrico, transmitindo as vibrações ao concreto por meio de um acoplamento viscoso. O pulso vibrante viaja pelo elemento e é detectado por um transdutor receptor acoplado na face oposta do concreto. O temporizador é desligado quando o pulso é recebido e o tempo de viagem decorrido é exibido. A velocidade do pulso é obtida pela divisão entre o tempo medido e comprimento percorrido (ACI 228, 2003).

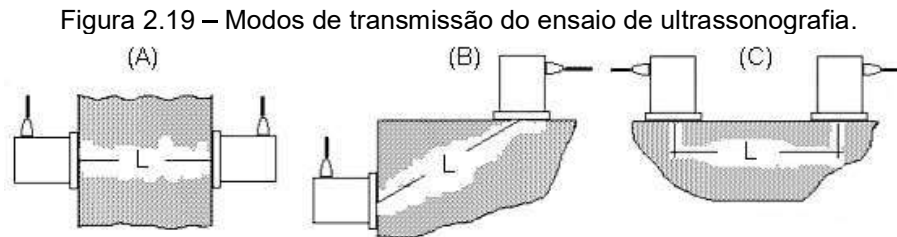
Figura 2.18 – Esquema do aparelho para medição da velocidade do pulso ultrassônico.



Fonte: Adaptado de ACI 228 (2003).

Na Figura 2.19 são mostrados os modos de transmissão que o ensaio pode ser executado: direta (A), semidireta (B) e indireta (C). De acordo com Yaman *et al.* (2001), em campo nem sempre é possível o acesso de superfícies opostas para a realização do ensaio de transmissão direta, portanto é necessário a realização do

ensaio de transmissão indireta. A profundidade de fissuras perpendiculares à superfície do concreto pode ser estimada pelo modo de transmissão indireto.



Fonte: Adaptado de NESVIJSKI (2003).

Segundo Whitehurst (1951), quanto maior a velocidade do pulso através do material melhor é a qualidade desse material. Experiência considerável com técnica mostrou que pode ser estabelecida a classificação presente na Tabela 2.14 para concretos normais com densidade de aproximadamente 150 libras por centímetro cúbico (2400 kg/m^3).

Tabela 2.14 – Relação entre a velocidade de propagação da onda ultrassônica e qualidade do concreto.

Velocidade de propagação da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
> 4500	Excelente
3500 - 4500	Ótima
3000 - 3500	Regular
2000 - 3000	Questionável
< 2000	Ruim

Fonte: Adaptado de WHITEHURST (1951).

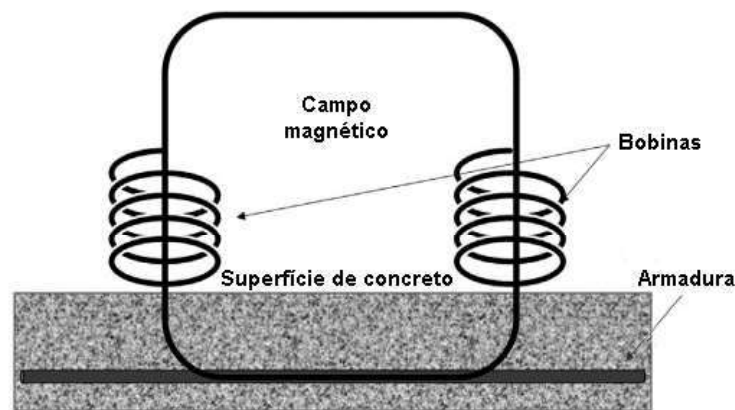
A ABNT NBR 8802 (2019) especifica que pontos de grande concentração de armadura, principalmente na direção de propagação das ondas, devem ser evitados, pois a velocidade de propagação é maior no aço do que no concreto. Além deste, outros principais fatores que influenciam os resultados do ensaio são: distância entre as superfícies de contato dos transdutores; densidade do concreto; tipo, densidade e outras características dos agregados; tipo de cimento e grau de hidratação; direção de ensaio da peça; tipo de adensamento do concreto; idade do concreto; umidade do concreto; temperatura do concreto; forma e tamanho da peça a ser ensaiada.

2.8.3 Ensaio de pacometria

O ensaio de pacometria tem como princípio de funcionamento a leitura de correntes eletromagnéticas, sendo utilizado na estimativa da quantidade, da dimensão, do cobrimento, e do posicionamento e orientação das armaduras nas peças de concreto armado (SOUZA; MEDEIROS, 2017).

O ensaio de pacometria utiliza campos magnéticos para identificar o layout das armaduras no concreto com base na indução de pulsos eletromagnéticos. Como mostrado na Figura 2.20, pulsos de corrente carregam as bobinas, que por sua vez geram um campo magnético em torno da superfície de concreto eletricamente não condutora. O campo magnético cria uma diferença de voltagem, a qual, através de técnicas de processamento, pode determinar várias características da armadura, como por exemplo o cobrimento, diâmetro e espaçamento entre as armaduras (RATHOD *et al.*, 2019).

Figura 2.20 – Princípio de funcionamento do pacômetro.



Fonte: Adaptado de RATHOD *et al.* (2019).

Os manuais de operação do equipamento ressaltam que é importante não haver influências que possam afetar a determinação do diâmetro da barra, portanto, é interessante selecionar um local da estrutura onde exista espaçamento suficiente entre as armaduras.

2.8.4 Ensaio de carbonatação

A determinação da profundidade da frente de carbonatação tem como objetivo indicar se o concreto presente na estrutura propicia condições de proteção química às armaduras, mantendo-as em estado de passivação, imunes ao processo corrosivo (LIMA *et al.*, 2019).

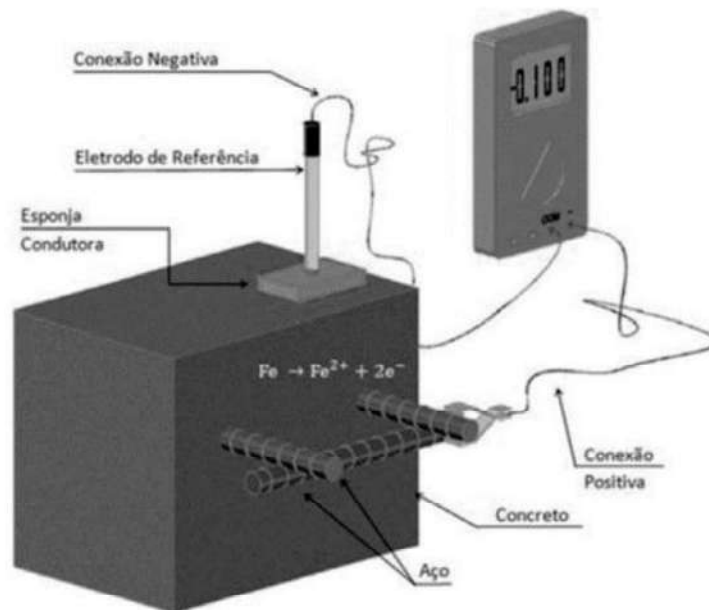
A verificação da profundidade da camada de carbonatação é feita, normalmente, com um indicador químico à base de fenolftaleína, sendo possível, em função da cor, estimar o pH do concreto e obter evidências sobre o avanço da carbonatação para o interior do concreto. Em contato com superfície exposta do concreto, a ausência de cor indica a parte carbonatada (pH inferior a 9) e cor violeta

indica a parte não carbonatada (pH superior a 13) (FARIAS; SILVA, 2019; MASCARENHAS *et al.*, 2019).

2.8.5 Potencial de corrosão

Segundo Medeiros *et al.* (2017) o potencial de corrosão é medido como a diferença de potencial entre o aço da peça em análise e um eletrodo de referência (Figura 2.21) sendo que, as medições são utilizadas para classificar a probabilidade de corrosão de armaduras de aço carbono imersas em concreto. Na Tabela 2.15 são apresentados a correlação entre o potencial de corrosão e a probabilidade de que haja corrosão ativa, de acordo com a ASTM (2015). É importante ressaltar, no entanto, que esses limites não devem ser considerados em situações que a frente de carbonatação já tenha atingido a armadura sob análise. Elsener *et al.* (2003) indicam que a determinação da existência de corrosão nas barras não deve ser feita com o valor absoluto do potencial, mas sim com o gradiente de potencial entre dois pontos.

Figura 2.21 – Configuração do circuito para determinação do potencial de corrosão.



Fonte: MEDEIROS *et al.* (2017).

Tabela 2.15 – Correlação entre o potencial de corrosão e a probabilidade de corrosão ativa, conforme a ASTM (2015).

Potencial de corrosão (mV)	Resultado
mais positivo que -200	90% de probabilidade de que não haja corrosão ativa
entre -350 e -200	Inconclusivo
mais negativo que -350	90% de probabilidade de que haja corrosão ativa

Fonte: O autor.

Rodrigues *et al.* (2021) destacam que o nível de deterioração não é linear, pois a fissuração e o deslocamento do concreto podem acelerar a taxa de corrosão, ao mesmo tempo que os produtos da corrosão no concreto fissurado podem preencher os poros, diminuindo a taxa de corrosão.

Alguns parâmetros podem influenciar o resultado. Quando a frente de carbonatação ultrapassa todo o cobrimento de concreto, atingindo a armadura, os potenciais tendem a ser mais positivos, enquanto o aumento da temperatura, da umidade e da concentração de íons cloreto levam a valores de potenciais mais negativos (ASTM, 2015; ELSENER *et al.*, 2003; ZOU *et al.*, 2016).

Esse tipo de ensaio tem se mostrado uma boa alternativa para mapeamento e identificação de possíveis pontos de corrosão, que posteriormente podem ser ensaiados por meio de técnicas mais complexas e localizadas.

2.8.6 Extração de testemunhos

A extração de testemunhos de estruturas acabadas pode ser utilizada quando existem dúvidas quanto à resistência e o desempenho do concreto lançado ou quando é necessário analisar o estado atual da estrutura e sua durabilidade. Os testemunhos podem ser utilizados como objeto de análise laboratorial para determinar a qualidade do concreto, a profundidade da frente de carbonatação, as propriedades físicas e mecânicas do concreto, etc. (SOUZA; MEDEIROS, 2017).

Apesar de fornecer informações relevantes sobre as propriedades do concreto utilizado em pontes, a retirada de amostras de concreto da estrutura apresenta as desvantagens de ser onerosa, invasiva, demanda maior tempo de execução, além de existir a restrição dos locais de extração, pois pode comprometer a integridade estrutural. Conseqüentemente, poucos testemunhos são extraídos da estrutura, o que resulta em um mapeamento incompleto dos níveis de resistência do concreto ao longo da estrutura (MACHADO; SHEHATA; SHEHATA, 2009; PALACIOS, 2012; VASANELLI *et al.*, 2017).

A ABNT NBR 7680-1 (2015) e a ABNT NBR 7680-2 (2015) estabelecem os requisitos exigíveis para os processos de extração, preparo, ensaio e análise dos testemunhos de estruturas de concreto, enquanto a ABNT NBR 5739 (2018) e a ABNT NBR 8522 (2017) especificam, respectivamente, os métodos de ensaio para a

determinação da resistência à compressão dos testemunhos e os métodos de ensaio para a determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão do concreto endurecido, em corpos de prova cilíndricos.

Interferências nos resultados individuais da resistência à compressão do concreto de cada testemunho são corrigidas por quatro coeficientes de correção, quando aplicáveis. O primeiro coeficiente (k_1) é aplicado quando a relação altura/diâmetro (h/d) do testemunho não é igual a 2. O segundo coeficiente (k_2) leva em consideração o efeito deletério do broqueamento em função do diâmetro do testemunho. O terceiro coeficiente (k_3) considera a direção de extração em relação ao lançamento do concreto, podendo ser no sentido ortogonal ou no mesmo sentido do lançamento. Por fim, o quarto coeficiente (k_4) considera o efeito da umidade do testemunho no ato de rompimento, podendo ser saturados ou secos ao ar.

A resistência à compressão do concreto de cada testemunho, corrigido pelos coeficientes k_1 a k_4 , é dada pela Equação 2.6.

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \cdot f_{ci,ext,initial} \quad 2.6$$

A estimativa da resistência característica do lote para fins de verificação da segurança estrutural é dada pela média dos valores individuais daquele lote, conforme a Equação 2.7. Caso os resultados tenham divergência em relação à média maior do que $\pm 15\%$, este valor deve ser analisado com mais rigor, pois pode indicar que o testemunho não faz parte do lote examinado

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n} \quad 2.7$$

onde,

n – Quantidade de testemunhos.

2.8.7 Ensaio dinâmico

Na dinâmica de estruturas, uma das principais preocupações é a ocorrência de vibrações excessivas, que são indesejáveis do ponto de vista estrutural pois podem causar danos devido ao alto valor dos esforços solicitantes provocados na estrutura. As vibrações também podem provocar desconforto aos usuários, comprometer a segurança e ocasionar fadiga dos elementos estruturais (VALENCIA, 2007).

O monitoramento de vibrações para a caracterização experimental da estrutura é de grande importância para avaliar sua real condição estrutural (JULIANI, 2014). O monitoramento contínuo da estrutura pode auxiliar na detecção de danos na estrutura, assim como ajudar no ajuste do modelo de elementos finitos da ponte com o intuito de representar mais fielmente o comportamento real da estrutura.

A praticidade de medir e atuar em um mesmo ponto, além de proporcionar uma facilidade reduzindo tamanho, peso e custos de sistemas de aquisição de dados e controle mais complexos, fez crescer a utilização de sensores e atuadores para a análise modal. Nesse contexto, os acelerômetros (Figura 2.22) têm sido utilizados devido ao seus baixos custo e peso próprio, podendo ser inseridos diretamente nas estruturas sem alterar as suas características originais (FIGUEIREDO *et al.*, 2020).

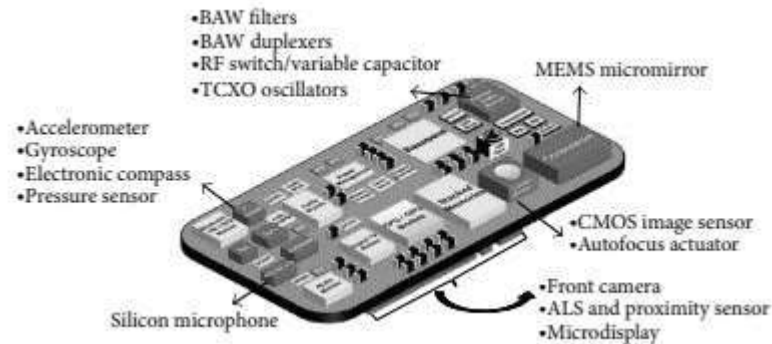
Figura 2.22 – Acelerômetro do modelo Sensr GP1L fixado em viga metálica.



Fonte: O autor.

Segundo Cahill *et al.* (2019), a cada nova geração de *Smartphones*, há uma gama crescente de poderosos sensores incorporados (Figura 2.23), como é o caso do acelerômetro. Pravia e Braido (2015) utilizaram um aparelho de telefonia móvel equipado com um acelerômetro triaxial para a medição de características de vibração de dois viadutos. Após a extração de dados de aceleração da estrutura, as frequências naturais foram determinadas pelo uso da transformada rápida de Fourier (FFT). Conclui-se que além de ser uma alternativa ao tradicional ensaio de vibração executado com acelerômetro criado para este fim é uma alternativa econômica para a avaliação quantitativa e manutenção de pontes.

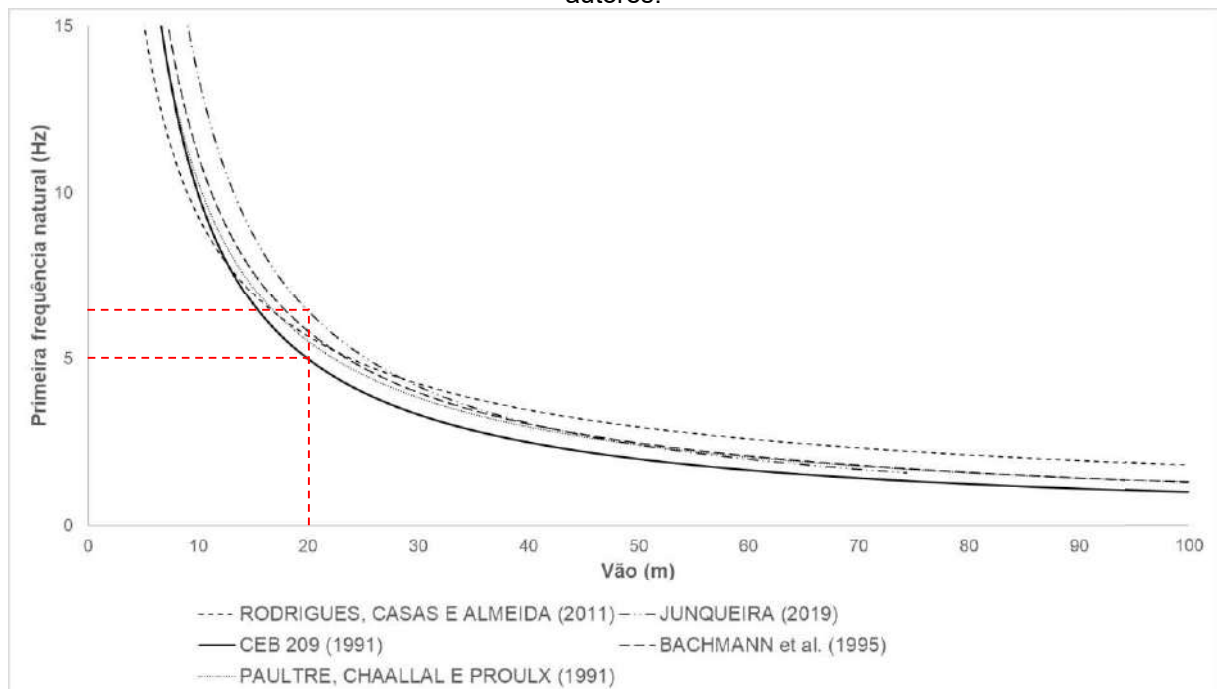
Figura 2.23 – Sensores dentro do Smartphone.



Fonte: LIU (2013).

Alguns autores propõem curvas correlacionando a primeira frequência natural da ponte com o vão. Na Figura 2.24 são apresentadas as comparações das curvas propostas por Bachmann *et al.* (1995), que fizeram o estudo de pontes rodoviárias, de Rodrigues, Casas e Almeida (2013), que fizeram o estudo de pontes rodoviárias brasileiras de concreto armado, Junqueira (2019), que fez o estudo de pontes e viadutos ferroviários, além da curva de Paultre, Chaallal e Proulx (1991) e do CEB 209 (1991). Observa-se claramente que a primeira frequência natural tende a ser menor a medida que o vão da ponte aumenta. Além disso, vãos de aproximadamente 20 metros tendem a ter a primeira frequência natural em torno de 5 a 6 Hz, o que realmente foi observado em algumas estruturas do presente trabalho.

Figura 2.24 – Correlação entre a primeira frequência natural de pontes com o vão, conforme alguns autores.

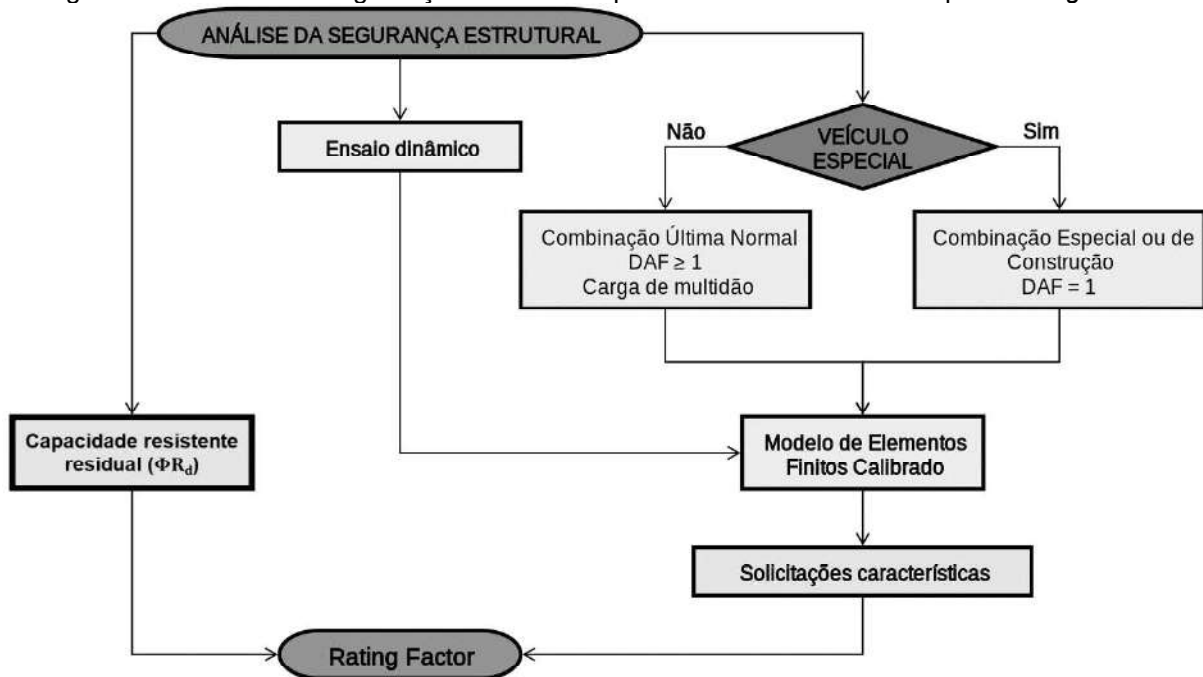


Fonte: Adaptado de Junqueira (2019).

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PONTES DE CONCRETO ARMADO

Para o presente estudo, foi proposta uma metodologia de análise da segurança estrutural também baseada no *Rating Factor* (Figura 3.1), o qual necessita da obtenção de dois parâmetros: a capacidade resistente residual do elemento (ΦR_d) e as solicitações características no elemento estrutural analisado, gerado pelas solicitações permanentes e pela carga móvel em análise.

Figura 3.1 – Análise da segurança estrutural de pontes de concreto armado pelo *Rating Factor*.



Fonte: O autor.

A capacidade resistente residual do elemento (ΦR_d) pode ser obtida por dois modelos (Figura 3.2). O Modelo I considera a realização de uma inspeção especial mas que não contemple a realização de ensaios experimentais. Conseqüentemente, o Modelo I fornecerá um fator de deterioração da capacidade (Φ) que leva em conta apenas a classificação da condição da ponte. Já o Modelo II, que considera a realização de uma inspeção especial, estima a capacidade resistente residual do elemento com base em resultados obtidos por meio de ensaios experimentais. Ressalta-se que a capacidade resistente residual do elemento deve ser calculada conforme a normatização vigente.

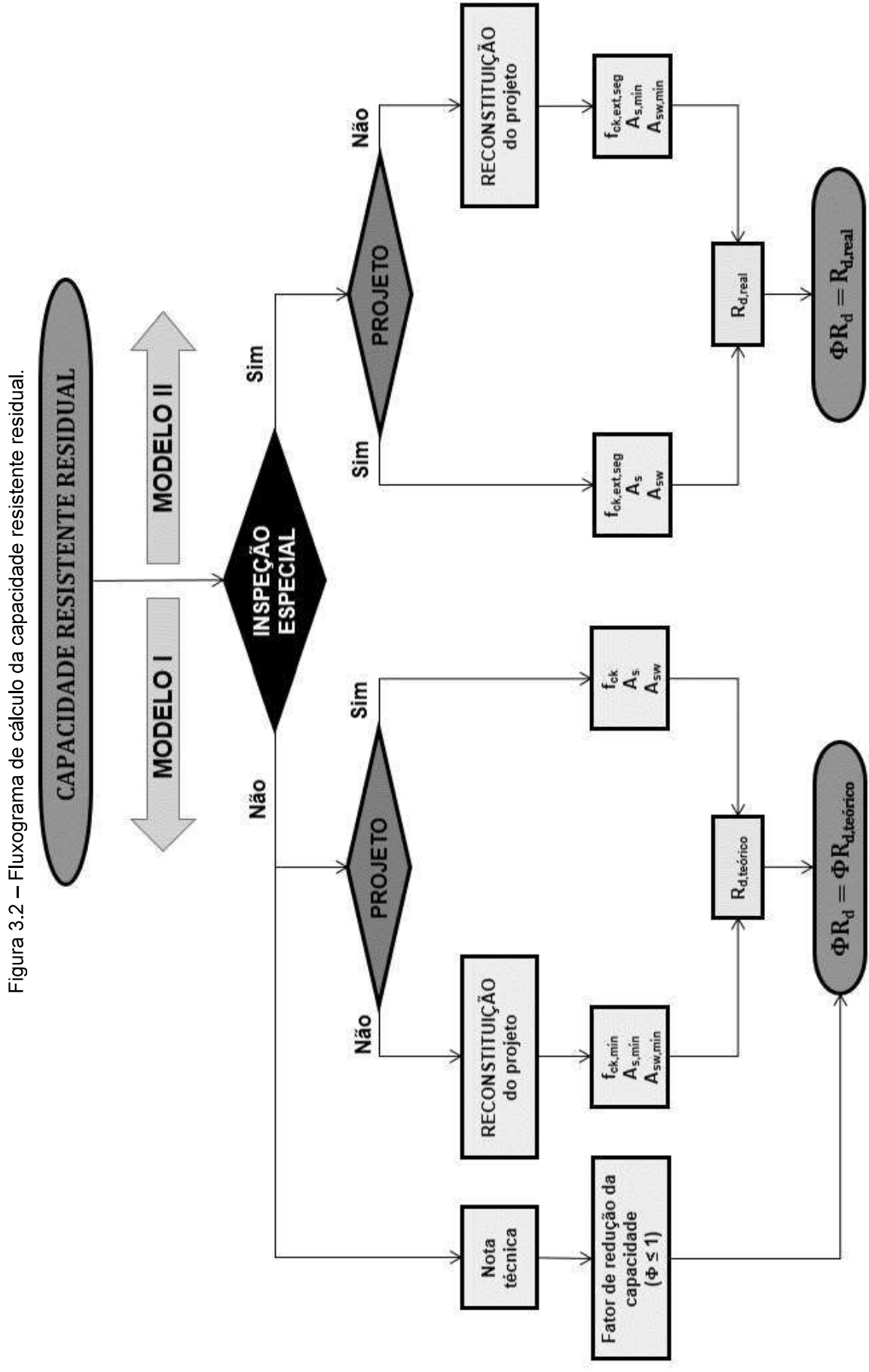


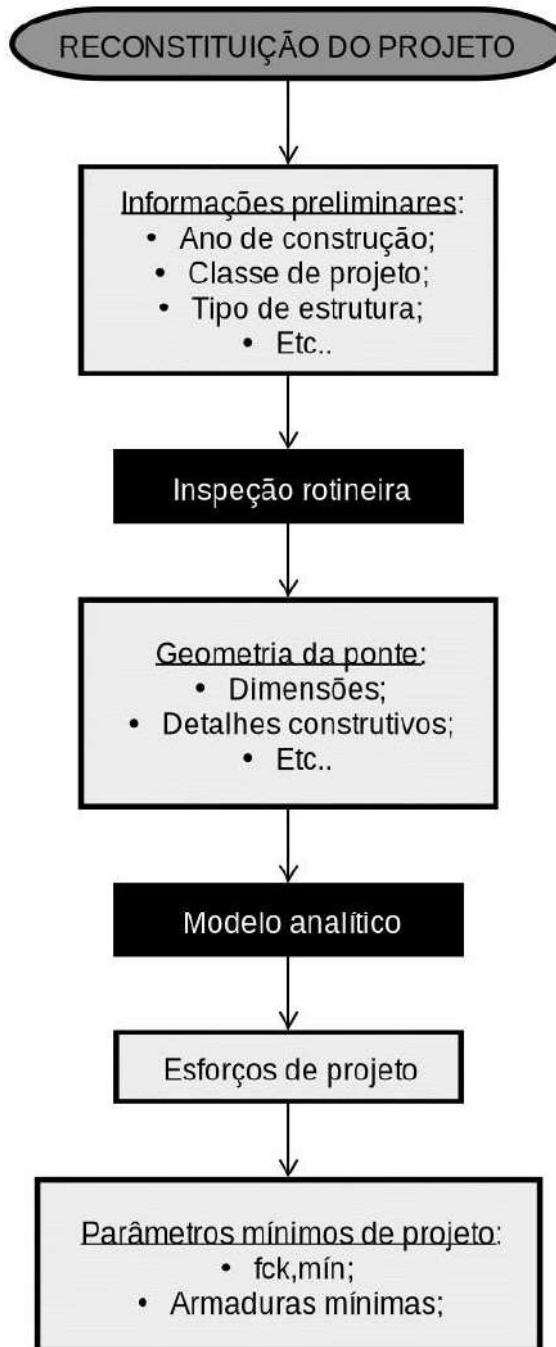
Figura 3.2 – Fluxograma de cálculo da capacidade resistente residual.

Fonte: O autor.

Devido à ausência de informações, a grande maioria das pontes necessitam que seja feita a reconstituição do projeto (Figura 3.3). Primeiramente, informações preliminares são levantadas, como por exemplo: ano de construção, classe de projeto, tipo de estrutura, etc. Informações sobre os detalhes construtivos e dimensões da estrutura são levantadas através de uma inspeção rotineira. Após o levantamento da geometria da ponte e de seu respectivo trem-tipo de projeto, obtém-se o modelo analítico da estrutura, afim de estimar os esforços de projeto.

Com o modelo analítico e seus respectivos esforços de projeto, obtém-se os parâmetros mínimos de projeto. Primeiramente, estima-se o f_{ck} adotado em projeto através da verificação das bielas comprimidas de concreto. Posteriormente, estima-se as armaduras mínimas para a seção do elemento estrutural analisado conforme a normatização vigente na época de projeto da ponte.

Figura 3.3 – Reconstituição do projeto de pontes de concreto armado.



Fonte: O autor.

4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

Este capítulo aborda três exemplos de aplicação da metodologia proposta no capítulo anterior, que contempla desde as inspeções e vistorias e classificação da condição da estrutura, até a obtenção do *Rating Factor* segundo os dois modelos de análise. Para informações mais completas, consultar os Apêndices B, C e D.

4.1 Estruturas escolhidas

Para a escolha das estruturas, observou-se os seguintes requisitos:

- Estruturas próximas, com o intuito de facilitar a realização das inspeções e vistorias;
- Estruturas antigas;
- Estruturas com fácil acesso a todos os componentes da estrutura.

Atendendo a esses requisitos, selecionou-se três estruturas (Tabela 4.1). Algumas dimensões foram obtidas de forma manual através da realização de *As Builts*, para sanar a ausência de informações sobre as dimensões e à insuficiência de detalhes construtivos para a reconstituição dos projetos dessas estruturas. As seções e os cortes das estruturas estão apresentados nos Apêndices B, C e D.

Tabela 4.1 – Estruturas selecionadas e suas informações.

Estrutura	Informações
	<p>Identificação: Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras Localização: Teixeiras – MG (BR 120) Ano de construção: Sem informações Classe: 36 Comprimento: 32 metros distribuídos em 2 balanços de 6 metros e 1 vão de 20 m Largura: 10,0 m</p>
	<p>Identificação: Viaduto de Coimbra I Localização: Coimbra – MG (BR 120) Ano de construção: 1985¹ Classe: 36 Comprimento: 100 metros distribuídos em 2 balanços de 6 m e 4 vãos de 22 m Largura: 9,6 m</p>
	<p>Identificação: Ponte sobre o Rio Pirapetinga Localização: Piranga – MG (BR 482) Ano de construção: 2013² Classe: 45³ Comprimento: 49 metros distribuídos em 3 vãos iguais Largura: 9,0 m</p>

Notas: ¹ O ano de construção do viaduto informado no SGO é de 1960, porém segundo o engenheiro responsável pela execução da obra (Reginaldo Carneiro da Silva) e um dos funcionários que executou a obra, o viaduto foi construído em 1985; ² Ano de construção obtido através de informações locais; ³ A classe da ponte informada no SGO é a 36, porém não é compatível com o ano de construção obtido através de informações locais.

Fonte: O autor.

4.2 Patologias observadas e condição da estrutura

Durante as inspeções, observou-se diversas patologias nas estruturas. Na Tabela 4.2 são apresentadas, de forma resumida, as patologias observadas em cada estrutura. Para mais informações, consultar os Apêndices B, C e D.

Tabela 4.2 – Resumo das manifestações patológicas observadas nas estruturas

Elemento	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
Longarinas	Carbonatação Corrosão das armaduras Desplacamento Fissuração	Fissuras	Fissuras Nichos de concretagem Armadura exposta
Lajes	Carbonatação Corrosão das armaduras Eflorescência Fissuração	Lixiviação Fissuras	Lixiviação
Pilares	Corrosão das armaduras Desplacamento	Desplacamento Armadura exposta	Nichos de concretagem
Juntas	Ausência	Ausência	Ausência
Barreiras rígidas	Fissuras	Fissuras	-
Pavimento asfáltico	Fissuras	Fissuras	Fissuras
Taludes	-	Erosão	-
Carbonatação	-		
Encontros	Desnível Fissuras	Desnível Fissuras	Fissuras

Fonte: O autor

Na Tabela 4.3 estão apresentadas, de forma resumida, as notas técnicas atribuídas à classificação da condição de cada estrutura.

Tabela 4.3 – Classificação da condição das estruturas

Estrutura	DNIT (2004)	ABNT (2019)	FHWA (1995)	COST 345 (2007)
Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	3	3	5	2-3
Viaduto de Coimbra I	4	4	5	2-3
Ponte sobre o Rio Pirapetinga	4	4	5	2

Fonte: O autor

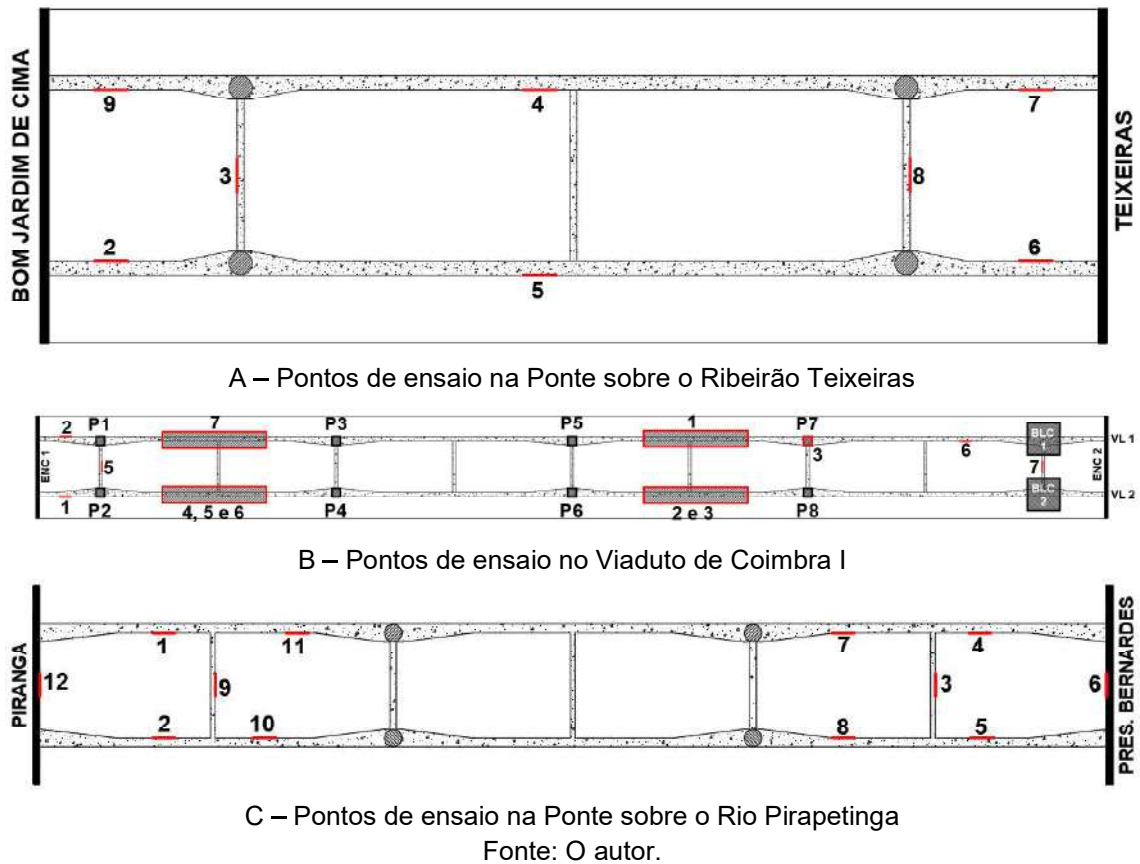
4.3 Resultados dos ensaios complementares para caracterização da estrutura

Os resultados dos ensaios realizados estão apresentados de forma resumida neste tópico. Para maiores informações, consultar os Apêndices B, C e D.

4.3.1 Pontos de ensaio nas estruturas

Na Figura 4.1 são apresentados os pontos de ensaio em cada estrutura.

Figura 4.1 – Pontos de ensaio em cada estrutura.



4.3.2 Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria foi realizado conforme as recomendações da ABNT NBR 7584 (2012) com o equipamento Silver Schmidt OS8200 (Figura 4.2). Primeiramente removeu-se toda a poeira e pó superficial dos pontos de ensaio e, posteriormente, demarcou-se um reticulado quadrado com lado de aproximadamente 20,0 cm para a realização dos 16 impactos (Figura 4.3).

Figura 4.2 – Silver Schmidt OS8200.



Fonte: SCREENING EAGLE (2022).

Figura 4.3 – Realização do ensaio de esclerometria no pilar (Ponto 3) do Viaduto de Coimbra I.



Fonte: O autor.

Na Tabela 4.4 são apresentados os índices esclerométricos médios de cada ponto. Observa-se uma boa uniformidade dos resultados, indicando uma boa homogeneidade do concreto ao longo da estrutura.

Tabela 4.4 – Índices esclerométricos médios.

Pontos de ensaio	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
1	-	69,6	45,6
2	48,2	67,3	44,5
3	46,8	62,1	-
4	47,9	-	48,3
5	50,6	63,5	47,5
6	45,6	65,9	-
7	44,3	63,1	-
8	45,0	-	-
9	38,5	-	-

Fonte: O autor.

4.3.3 Ensaio de ultrassonografia

Seguindo recomendações da ABNT NBR 8802 (2019), o ensaio de ultrassonografia (Figura 4.4) determinou as velocidades de ondas longitudinais, as quais posteriormente foram correlacionadas com a qualidade de concreto proposta por Whitehurt (1951). A medição das velocidades superficial e de pulso foram feitas com o equipamento Pundit PL-200 e dois transdutores de 54 kHz (Figura 4.5), assegurando um acoplamento acústico dos transdutores à superfície do concreto com a aplicação de uma fina camada de gel de acoplamento a base de água.

Figura 4.4 – Ensaio de ultrassonografia em uma das longarinas do Viaduto de Coimbra I.



Fonte: O autor.

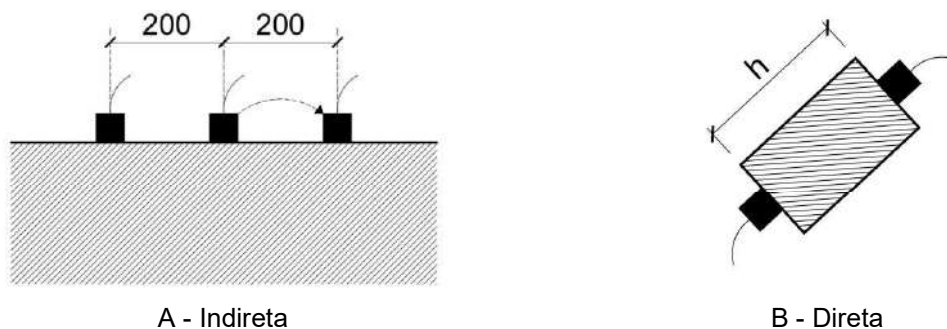
Figura 4.5 – Pundit PL-200 e dois transdutores 54 kHz.



Fonte: SCREENING EAGLE (2022).

Na Figura 4.6 estão representadas as disposições dos transdutores. A disposição direta foi utilizada para a medição das velocidades dos pulsos nos testemunhos extraídos da estrutura. A disposição indireta foi utilizada para a medição das velocidades superficiais na estrutura devido à impossibilidade de acesso as duas superfícies opostas do elemento estrutural para a utilização da disposição direta ou à impossibilidade da utilização da disposição semi-direta por causa presença de elevadas taxas de armaduras na face inferior das longarinas. Na disposição indireta, a medição foi composta por duas leituras, onde o transdutor-transmissor fica fixo e o transdutor-receptor foi disposto a 200 mm e a 400 mm do transdutor-transmissor.

Figura 4.6 – Disposição dos transdutores (cotas em mm).



Fonte: O autor.

Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados do ensaio de ultrassonografia. Observou-se uma boa uniformidade do concreto ao longo das estruturas, porém a estrutura da Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras apresentou um concreto de pior qualidade em relação as demais. No Viaduto de Coimbra I e na Ponte sobre o Rio Pirapetinga foi possível obter, além de leituras (indireta) obtidas em pontos da estrutura, leituras (direta) nos corpos de prova cilíndricos extraídos nos mesmos pontos.

Tabela 4.5 – Velocidade de onda ultrassônica (Estrutura / Testemunho) em m/s e qualidade do concreto.

Área de ensaio	Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras ¹	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
1	2706 (Regular)	3375 / 4586 (Bom)	3335 / 4292 (Bom)
2	2470 (Regular)	3142 / 4653 (Bom)	3465 / 4253 (Bom)
3	2293 (Regular)	3335 / 4823 (Bom)	-
4	2959 (Regular)	-	3222 / 4211 (Bom)
5	2732 (Regular)	3435 / 4348 (Bom)	3258 / 4363 (Bom)
6	2748 (Regular)	3145 / 4417 (Bom)	-
7	-	3132 / 4469 (Bom)	-
8	-	-	-
9	-	-	-

Notas: ¹ Não foi realizado o ensaio nos testemunhos

Fonte: O autor

4.3.4 Ensaio de pacometria

O ensaio de pacometria (Figura 4.7) foi realizado para a verificação do posicionamento das armaduras, assim como a estimativa de seus respectivos diâmetros. O posicionamento das áreas de extração dos testemunhos também foi determinado através desse ensaio, a fim de evitar o rompimento de armaduras no momento da extração. Além disso, o ensaio auxiliou na verificação dos resultados obtidos com a reconstituição dos projetos das estruturas. O ensaio foi realizado com o equipamento Profometer 650 AI (Figura 4.8).

Figura 4.7 – Realização do ensaio de pacometria em uma das longarinas da Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras.



Fonte: O autor.

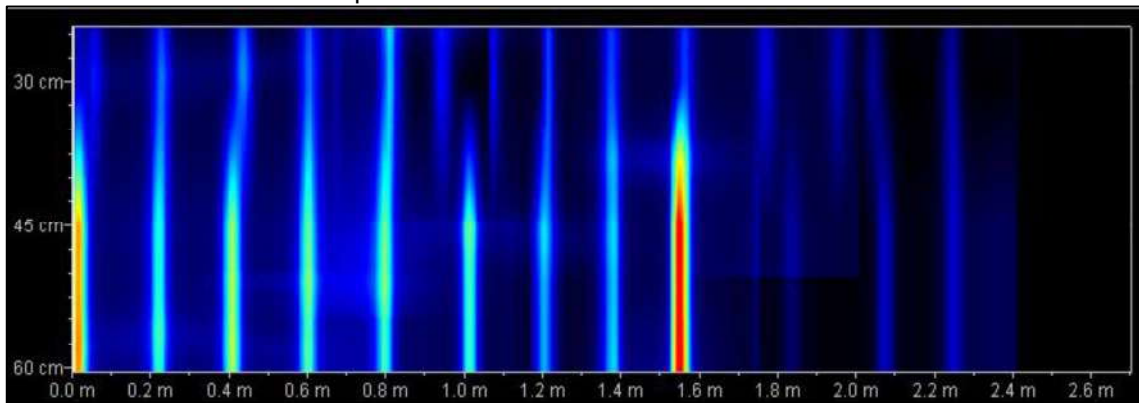
Figura 4.8 – Profometer 650 AI.



Fonte: SCREENING EAGLE (2022).

Na Figura 4.9 é apresentado um dos resultados obtidos, o qual mostra a distribuição dos estribos verticais na região do vão central próxima ao apoio na Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras. Nota-se que o espaçamento entre os estribos obtido com o ensaio de pacometria é de aproximadamente 20,0 cm, o que é verificado na face inferior da longarina, onde os estribos estão visíveis devido ao cobrimento insuficiente ocasionado pela falta de uso de espaçadores no ato da concretagem. Os demais resultados podem ser consultados nos Apêndices B, C e D.

Figura 4.9 – Distribuição da armadura transversal (estribos verticais) na região do vão central próxima ao apoio na Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras.



Fonte: O autor.

4.3.5 Potencial de corrosão

O ensaio de potencial (Figura 4.10) de corrosão foi realizado com o equipamento Profometer Corrosion com eletrodo de uma roda (Figura 4.11) na Ponte sobre o Ribeirão Teixeiras.

Figura 4.10 – Realização do ensaio de potencial de corrosão na longarina da Ponte sobre o Ribeirão Teixeira.



Fonte: O autor.

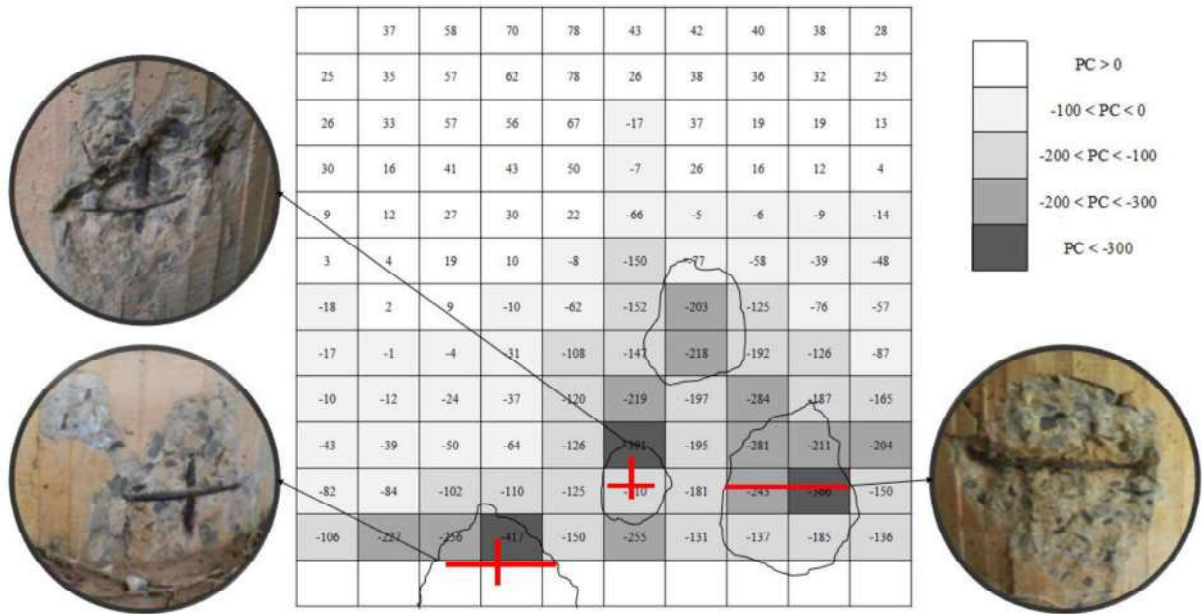
Figura 4.11 – Profometer Corrosion.



Fonte: SCREENING EAGLE (2022).

O ensaio foi realizado no pilar (Figura 4.12) e na longarina que apresentam deslocamento com armadura exposta e em processo corrosivo. Os resultados indicam uma corrosão mais localizada nos pontos com deslocamento de concreto. No caso da longarina, por ser uma região com solicitações não críticas para a armadura de flexão positiva, não foi considerado uma redução da área de armadura no cálculo da resistência de projeto da seção para a verificação do *Rating Factor*.

Figura 4.12 – Resultado do ensaio no pilar da Ponte sobre o Ribeirão Teixeira.



Fonte: O autor.

4.3.6 Ensaio de acelerometria

O ensaio de acelerometria foi realizado em dois pontos em cada estrutura (meio do vão e quarto do vão), a fim de calibrar o modelo de elementos finitos da estrutura e representar mais fielmente o comportamento real da estrutura. As leituras de cada estrutura foram obtidas com dois tipos de acelerômetros (Figura 4.13), ambos fixados na defesa: um acelerômetro do modelo *Sensr GP1L* e um acelerômetro nos três eixos presente no *smartphone* Motorola XT190, com o auxílio do aplicativo *MyFrequency*. As primeiras frequências naturais, obtidas a partir da transformada de Fourier, estão apresentadas na Tabela 4.6.

Figura 4.13 – Acelerômetros fixados na defesa.



Fonte: O autor.

Tabela 4.6 – Frequências naturais obtidas com o ensaio de acelerometria, em Hz.

Frequência natural	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira		Viaduto de Coimbra I		Ponte sobre o Rio Pirapetinga	
	1/2 do vão	1/4 do vão	1/2 do vão	1/4 do vão	1/2 do vão	1/4 do vão
1 ^a	(2,2)	-	4,2 (4,2)	-	-	8,0 (7,9)
2 ^a	6,6 (6,6)	6,6 (6,6)	5,2 (5,2)	5,2 (5,1)	9,6 (9,7)	9,3 (9,3)
3 ^a	8,0 (8,0)	7,6	6,5 (6,5)	(6,5)	-	10,5 (10,0)
4 ^a	-	9,0 (9,0)	(16,0)	16,2 (16,0)	17,7 (17,5)	17,5 (17,4)
5 ^a	-	(10,8)	-	-	18,9 (18,9)	18,9 (19,0)
6 ^a	(12,2)	12,2 (12,2)	-	-	-	22,8 (22,8)
7 ^a	14,2 (14,0)	14,8 (14,2)	-	-	-	23,1 (23,3)
8 ^a	17,2 (17,0)	17,0 (16,8)	-	-	-	24,0 (23,9)
9 ^a	18,8 (18,6)	(18,8)	-	-	-	-
10 ^a	(20,2)	-	-	-	-	-
11 ^a	-	(22,4)	-	-	-	-
12 ^a	-	(24,4)	-	-	-	-

Notas: Os valores entre parênteses representam as frequências obtidas com o *smartphone*.

Fonte: O autor.

4.3.7 Extração de testemunhos

Os pontos de extração dos testemunhos foram definidos com o ensaio de pacometria, em regiões pouco solicitadas. Após a realização da extração dos testemunhos (Figura 4.14), preencheu-se com graute os pontos de extração. Foram extraídos de cada estrutura, no mínimo, seis testemunhos, conforme recomendações da ABNT NBR 7680-1 (2015).

Figura 4.14 – Realização da extração de testemunho na longarina do Viaduto de Coimbra I.



Fonte: O autor.

Os resultados individuais ($f_{ci,ext}$) do ensaio de compressão axial dos testemunhos estão apresentados na Tabela 4.7, incluindo a estimativa da resistência

característica do lote ($f_{ci,ext,seg}$) para fins de verificação da segurança estrutural e o coeficiente de variação amostral (CV), que indica se todos os testemunhos fazem parte do mesmo lote.

Tabela 4.7 – Resistência à compressão axial dos testemunhos, em MPa

Área de ensaio	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
1	11,05	46,13	37,59 / 38,13
2	14,71	36,45	33,77
3	11,89	40,80	-
4	16,81	-	38,26
5	17,08	44,11	32,46 / 38,04
6	14,82	35,35 / 37,87	
7	-	31,13	
8	-	-	
9	-	-	
$f_{ci,ext,seg}$	14,39	38,83	36,37
CV (%)	17,3	13,4	7,1

Notas: A quantidade de resultados representa o número de testemunhos extraídos na mesma área de ensaio.

Fonte: O autor

4.4 Reconstituição dos projetos

Para a obtenção do RF, foi necessário realizar as reconstituições dos projetos das estruturas, que foram baseadas nas normas citadas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Normas utilizadas na reconstituição dos projetos.

Norma	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
Estruturas de CA	NB 1 (1978)	NB 1 (1978)	ABNT NBR 6118 (2007)
Pontes de CA	NB 2 (1960)	NB 2 (1960)	ABNT NBR 7187 (2003)
Carga móvel	NB 6 (1960)	NB 6 (1960)	ABNT NBR 7187 (1984)

Fonte: O autor.

Os esforços de projeto foram obtidos com base em um modelo analítico, sendo que os esforços devido ao carregamento móvel foram avaliados conforme o Método de Engesser-Courbon. Para mais informações, consultar os Apêndices B, C e D.

4.4.1 Estimativa da resistência característica do concreto à compressão de projeto ($f_{ck,projeto}$)

Devido à ausência de informações sobre a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) considerada no projeto da ponte, foi realizada uma estimativa através da verificação das bielas comprimidas de concreto nas seções críticas. As seções críticas analisadas foram as que apresentaram um maior esforço

cortante dentre as seguintes: sobre apoio, no meio do engrossamento e fora do engrossamento. Entende-se que essa forma de estimativa pode auxiliar na obtenção da resistência mínima de projeto quando não são realizados ensaios experimentais na estrutura.

Tabela 4.9 – Estimativa do $f_{ck,projeto}$, em MPa

Seção crítica	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga ¹
Sobre o apoio	9,6	9,6	10,9
Meio do engrossamento	10,9	10,6	12,1
Fora do engrossamento	13,8	13,5	15,5
$f_{ck,projeto}$	15	15	25 ²

Notas: ¹ Por ser mais conservador, adotou-se o Modelo de cálculo II para a verificação das bielas;

² Considerou-se o valor mínimo para uma CAA II.

Fonte: O autor.

4.4.2 Armadura longitudinal positiva necessária

Seguindo as recomendações das normas de projeto de cada estrutura, obteve-se as armaduras longitudinais positivas necessárias ($A_{s,nec}$), atendendo às exigências de fadiga recomendadas na época de projeto. Na Tabela 4.10 estão apresentados os resultados, assim como a estimativa do diâmetro das barras, o número de camadas e o número de barras por camada. Os resultados obtidos com a reconstituição estão próximos dos resultados aferidos com o ensaio de pacometria. O arranjo das armaduras (número de camadas e número de barras por camada) foram estimados com base nos resultados do ensaio de pacometria, onde, em alguns casos, foi possível estimar o número de camadas e o número de barras da armadura de flexão positiva da camada inferior. Para mais informações, consultar os Apêndices B, C e D.

Tabela 4.10 – Armadura longitudinal positiva necessária.

Item	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
$A_{s,nec}$ (cm ²)	110,8	98,3	88,4
Φ (mm)	25	25	25
Nº barras	24	20	18
Nº camadas	4	5	3
Nº barras por camada	6	4	6

Fonte: O autor.

4.4.3 Armadura longitudinal negativa necessária

Analogamente a reconstituição da armadura longitudinal positiva, na Tabela 4.11 são apresentados os resultados obtidos de armadura longitudinal negativa necessária para as estruturas.

Tabela 4.11 – Armadura longitudinal negativa necessária, em cm^2 .

Estrutura	$A'_{s,nec}$
Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	100,4
Viaduto de Coimbra I	152,1
Ponte sobre o Rio Pirapetinga	86,2

Fonte: O autor.

4.4.4 Armadura transversal necessária (Estribos verticais)

A reconstituição dos estribos verticais de cada estrutura foi feita com a redução do esforço cortante em regiões próximas aos apoios, conforme o que a norma de dimensionamento de estruturas de concreto permite. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.12, sendo que estão bem próximos aos valores aferidos com o ensaio de pacometria. Ressalta-se que o ensaio de pacometria não foi capaz de determinar o número de ramos. Para mais informações, consultar os Apêndices B, C e D.

Tabela 4.12 – Armadura transversal necessária

Item	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
$A_{sw,nec}$ (cm^2/m)	25,6	25,6	16,1
Φ (mm)	12,5	10	10
Nº ramos	4	4	4
s (cm)	20	12	20

Fonte: O autor.

4.5 Análise da segurança estrutural

A análise da segurança estrutural foi realizada nas três seções críticas para o dimensionamento das armaduras (momento fletor positivo máximo, momento fletor negativo máximo e esforço cortante máximo), conforme a metodologia de análise proposta.

4.5.1 Modelo de elementos finitos

O modelo de elementos finitos de cada estrutura foi elaborado no *software CSIBridge v.23*, conforme as dimensões obtidas com o *As Built* e as propriedades do

concreto obtidas dos testemunhos. A calibração dos modelos de elementos finitos para a análise modal foi feita através da modificação da massa da estrutura (dos elementos *shell*), afim de representar mais fielmente o comportamento da estrutura.

Para mais informações, como por exemplo as restrições de apoio de cada estrutura, consultar os Apêndices B, C e D.

4.5.2 Veículos-tipo analisados

Ao total, foram analisados além do veículo-tipo de projeto e o TB-450, sete veículos e um Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis. Para mais informações sobre as dimensões e a distribuição desses carregamentos, consultar os Apêndices B, C e D.

4.5.3 Resistência de projeto (R_d)

A resistência de projeto (R_d) para análise com o Modelo I é obtida com os parâmetros mínimos obtidos com a reconstituição do projeto ($f_{ck,projeto}$ e armaduras necessárias) enquanto para a análise com o Modelo II ($R_d = \phi R_d$), é obtida com a resistência dos testemunhos ($f_{ck,ext,seg}$) e as armaduras necessárias calculadas através da reconstituição. Ressalta-se que o cálculo da resistência de projeto deve-se adequar às recomendações da normatização atual brasileira.

Os resultados obtidos para cada estrutura estão apresentados na Tabela 4.13. Para mais informações, consultar os Apêndices B, C e D.

Tabela 4.13 – Resistências de projeto

R_d	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
$M_{Rd,teórico} / M_{Rd,real}$ (kN.m)	7478,2 / 7500,2	6709,4 / 6906,2	5096,2 / 5130,7
$M'_{Rd,teórico} / M'_{Rd,real}$ (kN.m)	-5662,5 / -5740,7	-7844,7 / -9792,4	-4879,5 / -5096,3
$V_{Rd,teórico} / V_{Rd,real}$ (kN)	2258,4 / 2286,3	2402,0 / 3157,9	1824,3 / 2168,9

Fonte: O autor.

4.5.4 Fator de redução da capacidade (ϕ)

O Modelo I de análise da segurança estrutural considera o fator de redução da capacidade (ϕ), calculado com base na nota técnica atribuída à estrutura. Os valores desse fator conforme cada método (Esloveno, Lituano e Americano), e para cada estrutura estão apresentados na Tabela 4.14. Para mais informações sobre o cálculo desse fator, consultar os Apêndices B, C e D.

Tabela 4.14 – Fatores de redução de capacidade de cada estrutura.

Método	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira	Viaduto de Coimbra I	Ponte sobre o Rio Pirapetinga
Esloveno	0,84	0,87	0,87
Lituano	0,82	0,90	0,90
Americano	0,85	0,95	0,95

Fonte: O autor.

4.5.5 Rating Factor conforme a metodologia proposta

A análise da segurança estrutural foi feita com base no *Rating Factor*, conforme os seguintes critérios:

- Ações obtidas através do modelo de elementos finitos calibrado da estrutura;
- Redução dos coeficientes de majoração das ações, conforme o que a ABNT NBR 7187 (2021) permite ($\gamma_G = 1,20$ e $\gamma_Q = 1,35$);
- Coeficiente de impacto conforme a ABNT NBR 7188 (2013), porém, desconsiderou-se o coeficiente de impacto adicional (CIA) pois trata-se da verificação da segurança de seções críticas para o momento fletor e esforço cortante;
- Desconsiderou-se o coeficiente de impacto e a carga de multidão para o Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis (PBT 200).

Com base nesses critérios, calculou-se o RF para cada veículo, conforme os Modelos I e II de análise. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.15. Para mais informações sobre o cálculo do RF, consultar os Apêndices B, C e D.

Os resultados mostram que dentre os métodos utilizados no Modelo I, o Método Americano é o menos conservador, pois possui o maior fator de redução de capacidade (\emptyset). Percebe-se também que o Viaduto de Coimbra I é o que possui os menores RF's, e isso pode ter ocorrido por apresentar um intervalo muito grande entre a resistência de projeto estimada e a resistência obtida através dos testemunhos.

Outra conclusão sobre os resultados é que o Modelo II é menos conservador que todos os métodos do Modelo I, pois considera propriedades mais realistas do concreto. O Modelo I pode ser aprimorado com a obtenção do f_{ck} utilizado no projeto das pontes, sendo que, os dois modelos podem ser aprimorados com as armaduras realmente dimensionadas pelo projetista.

Tabela 4.15 – Resultados do Rating Factor para cada estrutura, conforme os dois modelos de análise.

Veículo	Ponte sobre o Ribeirão Teixeira			Viaduto de Coimbra I			Ponte sobre o Rio Pirapetinga		
	Modelo I		Modelo II	Modelo I		Modelo II	Modelo I		Modelo II
	A ¹	B ²	C ³	A ¹	B ²	C ³	A ¹	B ²	C ³
Classe 36	1,02	0,98	1,04	0,97	1,07	1,21	-	-	-
Classe 45	0,76	0,73	0,77	0,64	0,71	0,80	1,20	1,30	1,43
Rodotrem 74/20	0,82	0,78	1,01	0,62	0,69	0,78	0,85	0,92	1,01
Rodotrem 74/25	0,96	0,92	1,18	0,66	0,74	0,83	0,92	0,99	1,09
Bitrem 74/25	0,97	0,93	1,07	0,64	0,72	0,81	0,91	0,98	1,08
Basculante 48,5/14	0,86	0,83	1,07	0,69	0,76	0,86	0,95	1,04	1,14
3I3	0,97	0,93	1,20	0,70	0,78	0,88	1,06	1,15	1,26
3S3	1,04	0,99	1,16	0,74	0,82	0,93	1,01	1,09	1,20
3S3 (Vanderléia)	0,87	0,84	1,04	0,66	0,73	0,82	0,93	1,01	1,11
PBT 200	0,97	0,93	1,20	0,62	0,69	0,78	0,98	1,06	1,17

Notas: ¹ Método Esloveno; ² Método Lituano; ³ Método americano.

Fonte: O autor.

5. CONCLUSÕES

5.1 Conclusões gerais

O primeiro ponto que pode ser destacado como conclusão refere-se à extensão do trabalho realizado. A revisão da literatura apresentada neste estudo, principalmente no que se refere ao Apêndice A, foi de difícil redação, pois trata sobre a evolução das normas pertinentes ao projeto e dimensionamento de pontes de concreto armado. O acesso a essas normas é moroso, pelo fato de grande parte delas serem antigas, e não estão disponíveis. Por esse motivo, foi necessário entrar em contato com o acervo da ABNT para compra dessas normas, além de investigar livros e artigos que tratam sobre dimensionamento de pontes. Com isso, foi possível produzir um material que servirá de fonte bibliográfica para estudos futuros, trazendo informações e dados essenciais para a reconstituição dos dados originais de projeto de pontes antigas, que é ponto patente para a análise da segurança dessas pontes.

O principal foco do presente trabalho foi a proposição de uma metodologia de análise da segurança estrutural que seja simples e consistente, com o intuito de que os órgãos e concessionárias que administram as pontes consigam aplicar em suas estruturas, e que seja compatível com a normatização e procedimentos de engenharia, brasileiros. Com esse intuito, foi necessário entender como são atualmente feitas essas análises, através de uma revisão de literatura, e a partir daí, propor um método de simples aplicação.

Para a proposição e verificação da metodologia, foram realizados estudos de caso de três pontes. Destaca-se que as inspeções e vistorias realizadas nessas estruturas foi a etapa mais difícil e trabalhosa, pois além de demandar tempo é uma tarefa exaustiva. Percebeu-se não ser possível observar todas as patologias e detalhes em uma única inspeção, a cada nova inspeção observa-se detalhes ou patologias que não foram observadas anteriormente. Além disso, a realização e interpretação dos resultados dos ensaios realizados durante a inspeção demandaram mais tempo e atenção do que os ensaios realizados em laboratório. Isso se deve ao fato de que as estruturas de pontes, principalmente as mais antigas, são irregulares e

apresentam patologias em regiões de difícil acesso, fatores que dificultam a realização dos ensaios de maneira simples e rápida. Nessas situações, a utilização de equipamentos com o dorne se mostrou vantajosa. Por fim, para a obtenção de bons resultados dos ensaios, foi necessário um estudo aprofundado do funcionamento dos equipamentos, pois foi notório que qualquer imprecisão no ato de realizar o ensaio afeta os resultados.

A extração de testemunhos se mostrou muito custosa, tanto pelo valor financeiro do serviço, tempo de execução lento, mobilização de equipamentos, difícil acesso aos pontos de extração, além da necessidade de preenchimento do furo imediatamente após a retirada do testemunho. Essa constatação aponta para a necessidade de se trabalhar com ensaios não destrutivos para estimativa das propriedades do concreto.

Por fim, os resultados das aplicações da metodologia de análise de segurança estrutural proposta, para pontes de concreto armado existentes, mostraram que o Modelo I, que se baseia nas notas técnicas, são mais conservadores que o Modelo II, que leva em consideração propriedades dos materiais obtidas com a realização de ensaios complementares. Isso mostra que os ensaios complementares são de extrema importância para a obtenção de resultados menos conservadores. A metodologia proposta se apresenta adequada à realidade brasileira, ao propor a reconstituição do projeto, pois a maioria das pontes não apresentam essas informações.

Para as três pontes analisadas o Modelo II indicou que as pontes apresentem-se seguras ($RF > 1,0$) para a passagem de veículos mais críticos que circulam atualmente nas rodovias brasileiras, enquanto que o Modelo I indicou que essas mesmas estruturas já não estariam seguras para transposição dos mesmos veículos.

Por fim, conclui-se que o presente estudo alcançou os objetivos inicialmente propostos, entregando a proposição e exemplificando a aplicação de uma metodologia para a avaliação da segurança de pontes antigas em concreto armado.

5.2 Sugestões de trabalhos futuros

A partir das conclusões obtidas com o presente trabalho, foi possível observar algumas lacunas que podem ser solucionadas em trabalhos futuros:

- Aprimoração da metodologia proposta, considerando apenas o uso de ensaios não-destrutivos
- Correlações entre a resistência do concreto das pontes brasileiras com os resultados dos ensaios de esclerometria e pacometria, pois existe dificuldades para a extração de testemunhos de todas as estruturas;
- Proposição de novos fatores de redução da capacidade (ϕ) com base nas notas técnicas de normas e manuais brasileiros, a fim de representar a realidade das pontes brasileiras;
- Proposição de uma metodologia que considere níveis de análise de segurança, iniciando com um nível de análise baseado apenas na nota técnica e nas solicitações de projeto, em seguida, níveis de análise que incluam a reconstituição de projeto e por fim, um nível de análise que englobe a realização de ensaios na estrutura. A escolha de um nível de análise mais complexo seria motivado quando um nível mais simples não conduzisse a um RF satisfatório.

REFERÊNCIAS

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010.

AASHTO. **The Manual for Bridge Evaluation**, 2018. Disponível em: <www.transportation.org>.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1940. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **NB 6 - Carga móvel em pontes rodoviárias**. Rio de Janeiro. 1946. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1960a. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **NB 6 - Cargas móveis em pontes rodoviárias**. [s.l: s.n.]. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **NB 2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado**, 1961.

ABNT. **NB 1 - Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1978. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1980. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre**. Rio de Janeiro. 1984. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro. 2003. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7584 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2012. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro. 2013. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2014. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7680-1 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão.** Rio de Janeiro. 2015. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7680-2 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 2: Resistência à tração na flexão.** Rio de Janeiro. 2015. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2016. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8522 - Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.** Rio de Janeiro. 2017. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro. 2018. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto.** Rio de Janeiro. 2021. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ACI 228, C. **ACI 228.1R-03, In-Place Methods to Estimate Concrete Strength,** 2003.

AGUILAR, C. V.; JÁUREGUI, D. V.; NEWTSON, C. M.; WELDON, B. D.; CORTEZ, T. M. **Load rating a prestressed concrete double t-beam bridge without plans by field testing** *Transportation Research Record*. National Research Council, 2015.

ALSHARQAWI, M.; ZAYED, T.; ABU DABOUS, S. Integrated condition rating and forecasting method for bridge decks using Visual Inspection and Ground Penetrating Radar. **Automation in Construction**, v. 89, p. 135–145, 1 maio 2018.

ANGST, U.; MORO, F.; GEIKER, M.; KESSLER, S.; BEUSHAUSEN, H.; ANDRADE, C.; LAHDENSIVU, J.; KÖLIÖ, A.; IMAMOTO, K. I.; VON GREVE-DIERFELD, S.; SERDAR, M. **Corrosion of steel in carbonated concrete: Mechanisms, practical experience, and research priorities – A critical review by RILEM TC 281-CCCRILEM Technical Letters**. RILEM Publications SARL, 2020.

ANTUNES DE OLIVEIRA, M.; DAGNONI NOTARI, G.; DO PRADO PEGORARO, D. M.; GULAK, D.; MACHADO_FILHO, C. D.; VENÂNCIO, C. Levantamento de manifestações patológicas na ponte sobre o rio das Ostras no município de Balneário Camboriú, Santa Catarina - Brasil. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Estruturas, 2020, [...]. Editora Cubo, 2020. p. 366–378.

ARAÚJO, J. M. **Estruturas de concreto: A resistência à compressão e critérios de ruptura para o concreto**. 1. ed. Cidade Nova: Editora DUNAS, 2001.

ASTM. **ASTM C876-15 - Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**. ASTM International, 2015. Disponível em: <<https://www.astm.org/c0876-15.html>>.

ATOYEBI, O. D.; AYANRINDE, O. P.; OLUWAFEMI, J. Reliability Comparison of Schmidt Rebound Hammer as a Non-Destructive Test with Compressive Strength Tests for different Concrete Mix. In: *Journal of Physics: Conference Series*, 3., 2019, [...]. Institute of Physics Publishing, 2019. v. 1378

BACHMANN, H.; AMMANN, W. J.; DEISCHL, F.; EISENMANN, J.; FLOEGL, I.; HIRSCH, G. H.; KLEIN, G. K.; LANDE, G. J.; MAHRENHOLTZ, O.; NATKE, H. G.; NUSSBAUMER, H.; PRETLOVE, A. J.; RAINER, J. H.; SAEMANN, E.-U.; STEINBEISSER, L. **Vibration Problems in Structures**. Basel: Birkhäuser Basel, 1995.

BAGHERI, A.; ALIPOUR, M.; OZBULUT, O. E.; HARRIS, D. K. A nondestructive method for load rating of bridges without structural properties and plans. **Engineering Structures**, v. 171, p. 545–556, set. 2018. Disponível em: <<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029617314487>>.

BOETTGER, A. E. **Análise dos métodos de avaliação de pontes do Brasil, Estados Unidos e Japão aplicado a um estudo de caso**. 2018. Universidade Federal de Santa Catarina, 2018.

BOLDO, P. **Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do exército brasileiro**. 2002. Universidade de Brasília, 2002.

BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, bernardo F.; HELENE, P. **Patologia de estruturas**. São Paulo: Oficina de textos, 2019.

BRECCOLOTTI, M.; BONFIGLI, M. F.; MATERAZZI, A. L. Influence of carbonation depth on concrete strength evaluation carried out using the SonReb method. **NDT and E International**, v. 59, p. 96–104, 2013.

BRENCICH, A.; CASSINI, G.; PERA, D.; RIOTTO, G. Calibration and Reliability of the Rebound (Schmidt) Hammer Test. **Civil Engineering and Architecture**, v. 1, n. 3, p. 66–78, out. 2013.

BRIONES, R. R. A. **Bridge Load Rating: A General Procedure for Load Rating Bridges without Plans without Plans**. 2018. Purdue University, 2018. Disponível em: <https://docs.lib.purdue.edu/open_access_dissertations/1683>.

CAHILL, P.; QUIRK, L.; DEWAN, P.; PAKRASHI, V. Comparison of smartphone accelerometer applications for structural vibration monitoring. **Advances in Computational Design**, v. 4, n. 1, p. 1–13, 1 jan. 2019.

CARMONA, T. G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 2005. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2005.

CAVALLI, A. F.; DOTAF, T. S. **Avaliação da degradação do concreto devida à contaminação das águas por esgoto doméstico**. 2008. Faculdade de Ciências

Exatas, Universidade Tuiuti do Paraná, 2008.

CEB, C. E.-I. du B. **CEB 209 - Vibration problems in structures - Practical Guidelines**. Vienne. 1991.

CEMEX (2013), (n.d.).

CHEMROUK, M. The deteriorations of reinforced concrete and the option of high performances reinforced concrete. In: *Procedia Engineering*, 2015, [...]. Elsevier Ltd, 2015. v. 125, p. 713–724.

COST 345, *Procedures Required for the Assessment of Highway Structures*, 2007. <http://www.cordis.lu/cost-transport/home.html>.

CUARON, A. M.; ASCE, S. M.; DAVID, ; JÁUREGUI, V.; ASCE, M.; WELDON, B. D. Simple Procedure for Load Rating Reinforced Concrete Slab Bridges without Plans Research Objective and Literature Review. 2020. Disponível em: <<https://orcid.org/0000-0002-6198-4088>>.

CURCIO, R. C. de L. **Levantamento das principais patologias estruturais**. 2008. Universidade São Francisco, 2008.

DNIT. **IPR 709 - Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro. 2004.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. São Carlos. 2007.

ELSENER, B.; ANDRADE, C.; GULIKERS, J.; POLDER, R.; RAUPACH, M. Half-cell potential measurements—Potential mapping on reinforced concrete structures. **Materials and Structures**, v. 36, n. 7, p. 461–471, 1 ago. 2003. Disponível em: <<http://link.springer.com/10.1007/BF02481526>>.

FARIAS, G. C.; SILVA, D. dos S. **Análise da evolução da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto ao longo do tempo**, 2019.

FERREIRA, M. B. **Estudo da carbonatação natural de concretos com diferentes adições minerais após 10 anos de exposição**. 2013. Universidade Federal de Goiás, 2013.

FHWA. **Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal**

of the Nation's Bridges. Washington, D. C. 1995. Disponível em: <<https://highways.dot.gov/>>.

FIGUEIREDO, F. B.; FIGUEIREDO, N. L. B.; MELLO, A. F. A.; SOUZA, L. A. F.; VANALLI, L. Determinação numérica e experimental da frequência natural de vigas de concreto armado. **Brazilian Journal of Development**, v. 6, n. 4, p. 17931–17946, 2020.

GAMA, J. A. B. **Pontes de concreto armado.** 2014. Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, 2014.

GENTIL, V. **Corrosão.** 3. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2003.

GIOVANNETTI, A. C. V. P.; PINTO, R. C. de A. Avaliação da Condição de uma Ponte -Estudo de Caso. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014, [...]. 2014.

GUIMARÃES, R. da S.; PERLINGEIRO, M. S. P. L.; CARNEIRO, L. A. V.; JÚDICE, F. M. de S. Normas Técnicas Brasileiras sobre Projeto de Pontes em Concreto Armado: Considerações e Evolução. **Brazilian Journal of Development**, v. 6, n. 10, p. 77356–77369, 2020.

HANSSON, C. M. An introduction to corrosion of engineering materials. *In: Corrosion of Steel in Concrete Structures.* [s.l.] Elsevier Inc., 2016. p. 3–18.

HELAL, J.; SOFI, M.; MENDIS, P. Non-Destructive Testing of Concrete: A Review of Methods. **Electronic Journal of Structural Engineering**, v. 14, n. 1, p. 97–105, 1 jan. 2015. Disponível em: <<https://ejsei.com/EJSE/article/view/193>>.

HELENE, P. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** 2. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., 1992.

HELENE, P. R. L. **Manual prático para reparo e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo. Editora Pini Ltda., 1988.

HENRIQUES, A. A. R. **Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural.** 1998. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 1998.

JULIANI, T. M. **Detecção de danos em pontes em escala reduzida pela identificação modal estocástica**. 2014. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2014.

JUNGES, P. **Análise de fadiga em pontes curtas de concreto armado a partir de dados de sistemas B-WIM**. 2017. Universidade Federal de Santa Catarina, 2017.

JUNQUEIRA, J. F. A. **Proposta de procedimento para identificação estrutural de pontes e viadutos rodoviários**. 2019. Instituto Militar de Engenharia, 2019.

KIM, J. K.; KIM, C. Y.; YI, S. T.; LEE, Y. Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 31, n. 2, p. 139–144, fev. 2009.

KUMAVAT, H. R.; CHANDAK, N. R.; PATIL, I. T. **Factors influencing the performance of rebound hammer used for non-destructive testing of concrete members: A review** *Case Studies in Construction Materials*. Elsevier Ltd, 1 jun. 2021.

LIMA, H. J. N.; RIBEIRO, R. da S.; MELO, G. S. S. de A.; PALHARES, R. de A. Análise de manifestações patológicas do concreto em viadutos urbanos. **Revista ALCONPAT**, v. 9, n. 2, p. 247–259, 30 abr. 2019.

LIU, M. A study of mobile sensing using smartphones. **International Journal of Distributed Sensor Networks**, v. 2013, 2013.

LOURENÇO, L. C.; ALVES, V. R.; JORDY, J. C.; MENDES, L. C.; LOURENÇO, M. V. C. **Parâmetros de Avaliação de Patologias em Obras-de-Arte Especiais**. Rio de Janeiro. 2009. Disponível em: <https://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/n34/Pag_5-14.pdf>.

LUNGISANSILU, R. T.; FELIX, R. M.; MENDES, L. C. Análise de fissuras em vigas de concreto armado. **Brazilian Journal of Development**, v. 7, n. 2, p. 18003–18016, 2021.

MACHADO, M. D.; SHEHATA, L. C. D.; SHEHATA, I. A. E. M. Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não

destrutivos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 2, p. 100–123, jun. 2009. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952009000200001&lng=pt&tlng=pt>.

MAGALHÃES, C. M. Obras rústicas e ornamentos: os artífices e a técnica da rocaille para jardins e parques urbanos no Brasil entre o final do século XIX e o início do XX. **Anais do Museu Paulista: História e Cultura Material**, v. 25, n. 3, p. 19–57, set. 2017.

MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. **Nondestructive Testing of Concrete**. 2. ed. [s.l.] CRC PRESS LLC, 2004.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Editora Blucher, 2008.

MARTINS, J. F. A.; FIORITI, C. F. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NOS SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UMA EDIFICAÇÃO PÚBLICA-NÚCLEO MORUMBI DA UNESP. In: 1º CONGRESSO BRASILEIRO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 2014, Foz do Iguaçu. [...]. Foz do Iguaçu: 2014.

MASCARENHAS, F. J. R.; CARVALHO, R. C.; VITÓRIO, J. A. P. Uma análise das atuais condições das pontes e viadutos das rodovias brasileiras. In: Anais do 61º Congresso Brasileiro do Concreto, October., 2019, [...]. 2019.

MASCARENHAS, F. J. R.; CORTEZÃO, A. W. S.; JÚNIOR, A. P. A.; ANDRADE, B. D.; OLIVEIRA, L. F.; VIANA, P. S. Patologias e inspeção de pontes em concreto armado: Estudo de caso da ponte Governador Magalhães Pinto. maio 2019.

MASI, A.; CHIAUZZI, L. An experimental study on the within-member variability of in situ concrete strength in RC building structures. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 951–961, 2013.

MEDEIROS, A. G. de; SÁ, M. das V. V. A. de; SILVA FILHO, J. N. da; ANJOS, M. A. S. dos. Aplicação de metodologias de inspeção em ponte de concreto armado. **Ambiente Construído**, v. 20, n. 3, p. 687–702, jul. 2020.

MEDEIROS, M. H. F.; ROCHA, F. C.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; HELENE, P.

Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 4, p. 864–885, ago. 2017.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MENDES, P. de T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2009.

MENDES, P. T. C.; MOREIRA, M. L. T.; PIMENTA, P. M. Reinforced concrete bridges: effects due to corrosion and concrete young modulus variation. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 3, p. 388–419, jun. 2012. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952012000300008&lng=en&tlng=en>.

NESVIJSKI, E. G. Dry point contact transducers: design for new applications. In: The eJournal of Nondestructive Testing, v.9, n.9, Berlin: NDT.net, 2003. Disponível em: <<http://www.ndt.net/article/v08n09/nesvi/nevsi.htm>>. Acesso em: 12/10/2022.

OLIVEIRA, C. B. de L.; CALIXTO, J. M. F. Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado-Estudo de Caso. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014, [...]. 2014.

OLIVEIRA, C. R.; JUNIOR, A. L. M. Considerações sobre prova de carga em estruturas de concreto. **Rem: Revista Escola de Minas**, v. 60, n. 1, p. 29–36, mar. 2007. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672007000100005&lng=pt&tlng=pt>.

PAIVA, M. V. de; FREITAS, M. V. P.; SOARES, C. E. Uma revisão bibliográfica dos fatores de influência no ensaio esclerométrico. **The Journal of Engineering and Exact Sciences**, v. 7, n. 1, 30 mar. 2021.

PALACIOS, M. D. P. G. **Emprego de ensaios não destrutivos e de extração de testemunhos na avaliação da resistência à compressão do concreto**. 2012.

Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2012.

PAULTRE, P.; CHAALLAL, O.; PROULX, J. **Bridge dynamics and dynamic amplification factors - a review of analytical and experimental findings** *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1992.

PENNDOT. **Bridge Safety Inspection Manual** 2021.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

PRAVIA, Z. M. C.; BRAIDO, J. D. Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 5, p. 721–743, out. 2015.

PUCINOTTI, R. Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 75, p. 331–341, 30 jan. 2015.

RATHOD, H.; DEBECK, S.; GUPTA, R.; CHOW, B. Applicability of GPR and a rebar detector to obtain rebar information of existing concrete structures. **Case Studies in Construction Materials**, v. 11, 1 dez. 2019.

RESK, F.; REBELATO, L. **Caminhão com caçamba levantada entala na Ponte do Piqueri**. Disponível em: <<https://sao-paulo.estadao.com.br/noticias/geral,caminhao-com-cacamba-levantada-bate-na-ponte-do-piqueri-e-interdita-marginal-do-tiete,1727028>>. Acesso em: 12 out. 2022.

RÉUS, G. C.; SOUZA, D. J.; SILVESTRO, L.; GOMES, G. R.; MEDEIROS, M. H. F. De; FILHO, M. L. S. Influência da frente de carbonatação na resistência superficial do concreto obtida pelo método da esclerometria. In: *Anais do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções*, 2016, [...]. 2016.

RODRIGUES, J. F. S.; CASAS, J. R.; ALMEIDA, P. A. O. Fatigue-safety assessment of reinforced concrete (RC) bridges: Application to the Brazilian highway network. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 9, n. 6, p. 601–616, 2013.

RODRIGUES, R.; GABOREAU, S.; GANCE, J.; IGNATIADIS, I.; BETELU, S. Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring. **Construction and Building Materials**, v. 269, p. 121240, 1 fev. 2021. Disponível em: <<https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S095006182033244X>>.

SARTORTI, A. L. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas - SP**. 2008. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2008.

Screening Eagle. Disponível em: <<https://www.screeningeagle.com/pt>>. Acesso em: 12 out. 2022.

SILVA, C. J. G.; MONTEIRO, E.; VITÓRIO, J. P. A. Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco. **Revista ALCONPAT**, v. 8, n. 1, p. 79–93, 31 jan. 2018.

SILVA, G. A. F.; GOLIATT, L.; TROVATO, I.; FARAGE, M. Relação entre o Índice Esclerométrico e à Resistência a Compressão de Concretos. In: XXXVII International Sodebras Congress, 2017, Fortaleza. [...]. Fortaleza: 2017. p. Stembro.

SILVA, P. F.; BRITO, M. A. N.; SANTOS, I. C.; SILVA, R. S. Y. C.; SOBRINHO, B. E. Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014, [...]. 2014.

SILVA, R. P. dos S. N. **Estudo da erosão de pilares de pontes**. 2008. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2008. Disponível em: <<http://www.fe.up.pt>>.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. 2007. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

SIMÕES, L. F.; RODRIGUES, P. F.; PINHEIRO, D. C. C. Análise crítica dos métodos de inspeção da ABNT NBR 9452:2019. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO de PONTES e ESTRUTURAS, 2021, [...]. 2021.

SITTER, W. R. **Costs of service life optimization. The “Law of fives”** Comité Euro-International du Béton, 1984.

SOUZA, D. J. de; MEDEIROS, M. H. F. de. Análise da eficiência de localizadores de armadura eletromagnéticos: Um estudo comparativo. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 14, n. 1, 19 set. 2017.

SOUZA, L.; SILVA, P.; FIGUEIREDO, E.; NETO, A.; PRAZERES, P.; FERREIRA, M. Avaliação da Condição Estrutural de uma Ponte Construída sobre Estruturas Existentes na Rodovia Transamazônica. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO de PONTES e ESTRUTURAS, 2021, [...]. 2021.

SOUZA, V.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 1998. 215 p.

SOUZA, V.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2009.

VALENCIA, L. A. L. **Controle de vibrações em vigas metálicas com distintas configurações de apoio utilizando amortecedores de massa sintonizados**. 2007. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2007.

VASANELLI, E.; COLANGIULI, D.; CALIA, A.; LUPRANO, V. A. M. Estimating in situ concrete strength combining direct and indirect measures via cross validation procedure. **Construction and Building Materials**, v. 151, p. 916–924, 1 out. 2017.

VITÓRIO, A. **Pontes Rodoviárias Fundamentos, Conservação e Gestão**. 1. ed. Recife: Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia de Pernambuco - CREA-PE, 2002.

WERLE, A. P.; KAZMIERCZAK, C. de S.; KULAKOWSKI, M. P. Carbonatação em concretos com agregados reciclados de concreto. **Ambiente Construído**, v. 11, n. 2, p. 213–228, jun. 2011. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212011000200015&lng=pt&tlng=pt>.

WHITEHURST, E. A. W. **The Soniscope - a Device for Field Testing of Concrete**,

1951.

YAMAN, I. O.; INEI, G.; YESILLER, N.; AKTAN, H. M. **Ultrasonic Pulse Velocity in Concrete Using Direct and Indirect Transmission**. [s.l: s.n.].

ZADLAUSKAS, S.; AUGONIS, M. Methodology For Calculation Of Bridge Safety Factor In Lithuania. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 1202, n. 1, p. 012030, 1 nov. 2021. Disponível em: <<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/1202/1/012030>>.

ZOU, Z. H.; WU, J.; WANG, Z.; WANG, Z. Relationship between half-cell potential and corrosion level of rebar in concrete. **Corrosion Engineering Science and Technology**, v. 51, n. 8, p. 588–595, 16 nov. 2016.

APÊNDICE A – COMPARATIVO NORMATIVO

A.1 – INTRODUÇÃO

As pontes e viadutos que compõem as rodovias brasileiras nos âmbitos federal, estadual e municipal, também conhecidas como obras-de-arte especiais (OAE), muitas delas construídas há várias décadas, constituem um acervo público de valor inestimável para o desenvolvimento social e econômico do país (VITÓRIO, 2012).

Paralelamente ao incentivo da expansão da malha rodoviária, fomentada ao longo das últimas décadas, que resultou em aumento vertiginoso das OAE's, depara-se com a falta de programas de manutenção preventiva que evitariam a deterioração precoce dessas estruturas e a necessidade frequente de ações corretivas. Acredita-se que a falta de medidas corretivas é consequência da falta de recursos públicos a este fim (ANDRADE, 2012).

De acordo com Lima e Fonseca (2014), grande parte das pontes constituintes da malha rodoviária federal no Brasil foi construída antes de 1984, e possuem capacidade estrutural incompatível com a solicitação imposta pelo tráfego atual. Em 2004, segundo dados publicados por Mendes (2009), existiam 5619 obras cadastradas pelo DNIT, das quais 70% possuíam idade superior a 30 anos (atualmente mais de 40 anos de idade), dessas 70%, cerca de 90% das pontes foram projetadas com trem-tipo de 240 kN ou 360 kN. A maioria dessas pontes (construídas antes de 1984) é de concreto armado e informações sobre os materiais constituintes e suas respectivas características mecânicas são escassas (MENDES et al., 2012).

Segundo a ABNT NBR 7187 (2021), é permitido a reconstituição do projeto da ponte, em situações onde não existem projetos executivos originais e com insuficiência de detalhes construtivos, para que seja feita uma análise completa do comportamento da estrutura, utilizando critérios, recomendações e normas que vigoravam na época de sua construção, com o objetivo de verificá-la considerando as condições atuais de carregamento e normatização vigente. Ainda de acordo com a referida norma, fica a critério do profissional responsável pela verificação a realização de investigações adicionais como provas de carga, e a utilização de métodos

destrutivos e não destrutivos para caracterização do comportamento mecânico dos materiais.

Apesar das pontes serem dimensionadas de acordo com um determinado trem-tipo, diversos tipos de veículos ou Combinação de Veículos de Cargas (CVC) estão permitidos a circular pelas rodovias, alguns somente quando portarem uma Autorização Especial de Trânsito (AET). De acordo com a Resolução nº 211 do CONTRAN (2006), as CVC's com mais de duas unidades, incluídas à unidade tratora, com peso bruto total acima de 57 toneladas ou com comprimento total acima de 19,30 m, só poderão circular portando uma AET, concedida quando respeitado um Peso Bruto Total Combinado (PBTC) igual ou inferior a 74 toneladas, dentre outros requisitos. Além disso, na Resolução nº 1 (2021) é exigido a exige apresentação do Estudo de Viabilidade Estrutural (EVE) de todas as OAE que constam ao longo do itinerário a ser percorrido, quando o Peso Bruto Total (PBT) da CVC for igual ou superior a 288,0 toneladas.

Na Resolução nº 1 do DNIT (2021) é apresentado que a transposição de uma OAE em tangente por conjuntos transportadores com PBTC superior a 100,0 toneladas deverá ser feita em marcha muito lenta e constante, sem impacto de frenagem e aceleração, permitindo que a que a verificação da segurança possa ser feita sem a consideração de alguns parâmetros, como o coeficiente de impacto.

El Debs (2001), realizou um estudo técnico para a análise das consequências do tráfego de CVC's regulamentados pela Resolução 68 do CONTRAN (1998 apud El Debs, 2001), sobre as pontes da rede rodoviária do DER-SP. Para o estudo, foi feito a comparação entre os máximos esforços solicitantes, provenientes dos trens-tipo normativos empregados no projeto estrutural, com os máximos esforços gerados pelas CVC's, previstos por modelos numéricos em elementos finitos. Foram considerados as classes 24 e 36 da NB 6 (1960) e a classe 45 da ABNT NBR 7188 (1984), além dos CVC's: a) rodotrem de 74 toneladas e 19,80 metros de comprimento (RT 74/20); b) rodotrem de 74 toneladas e 25,00 metros de comprimento (RT 74/25); c) bi-trem de 74 toneladas e 24,90 metros de comprimento (BT 74/25); e d) caminhão basculante de 48,5 toneladas e 13,50 metros de comprimento (BB 48/14). El Debs (2001) concluiu que não era recomendado o tráfego de algumas CVC's pelas pontes das classes 24 e 30. Além disso, a CVC RT 74/20 demonstrou não ser compatível

com as pontes da malha viária, inclusive para maioria das pontes pertencentes à classe 45, pois os esforços solicitantes ultrapassaram a capacidade resistente de projeto, já as CVC's RT 74/25 e BT 74/25 demonstraram ser compatíveis com as pontes da classe 36 e 45.

Uma vez considerada a necessidade de reconstituição do projeto original para a avaliação teórica e estrutural das pontes existentes, o presente estudo investigou a evolução dos parâmetros de projeto que orientam o dimensionamento de longarinas de concreto armado, segundo abordagens: evolução das propriedades mecânicas dos materiais, evolução das ações e combinações de ações e evolução dos critérios de dimensionamento relativos à flexão pura e ao cisalhamento, além da verificação da fadiga das armaduras passivas.

O primeiro tópico aborda a evolução dos parâmetros de projeto correspondentes aos materiais componentes do concreto armado, concreto e aço das armaduras passivas,

O segundo tópico aborda a evolução das ações de projeto especialmente em relação as ações variáveis, devido ao trem-tipo de projeto e ao coeficiente de impacto, que simplifica o carregamento móvel pela majoração do carregamento estático.

O terceiro tópico aborda a evolução de critérios de dimensionamento especificados nas antigas normatizações e hipóteses de dimensionamento utilizados por alguns autores da época. Este tópico foi dividido em três subtópicos: dimensionamento à flexão, dimensionamento ao cisalhamento e verificação da fadiga.

Trata-se de um estudo em fase preliminar, sendo apresentado o referencial teórico e, uma análise simplificada dos dados de projeto. A próxima etapa irá compreender a elaboração de uma planilha eletrônica capaz de verificar as seções críticas das longarinas de pontes em concreto armado, de acordo com as antigas norma de projeto de uma dada ponte e fazer ao mesmo tempo, a verificação dessas seções considerando a normatização vigente atual. Com isso, será possível fazer uma estimativa da capacidade de carga de projeto das longarinas de uma ponte antiga e, posteriormente, estimar a capacidade de carga com base nas normas vigentes. Além disso, será possível realizar a verificação da segurança da estrutura em relação aos

veículos usuais e especiais, que precisam de uma Autorização Especial de Trânsito (AET).

A.2 – EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

A.2.1 – Resistência à compressão

Durante a vigência das normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950), ambas baseadas no Método das Tensões Admissíveis (MTA), as tensões admissíveis de compressão do concreto e seus respectivos limites superiores eram estabelecidos com base no tipo de dosagem e no tipo de solicitação. Para a dosagem racional, calculava-se a tensão admissível de compressão do concreto ($\bar{\sigma}_c$) em função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}), conforme a Tabela 0.1, a qual não devia ser inferior à 12,5 MPa.

Tabela 0.1 - Tensão admissível de compressão do concreto conforme as normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950).

Dosagem/Solicitação	Empírica	Racional
Compressão axial ou flexão composta (tensão no C.G. da seção transversal)	$\bar{\sigma}_c \leq 4,0 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{3} \leq 6,0 \text{ MPa}$
Flexão simples ou composta (tensão nas bordas da seção transversal)	$\bar{\sigma}_c \leq 4,5 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{2,5} \leq 7,5 \text{ MPa}$

Fonte: O autor.

Para fins de comparação com a normatização vigente, a tensão média (σ_{c28}) pode ser tomada como equivalente à resistência média do concreto à compressão aos 28 dias de idade (f_{cm28}) mostrada ABNT NBR 12655 (2015), conforme a Equação 0.1.

$$f_{cmj} = f_{ckj} + 1,65 \cdot s_d \quad 0.1$$

onde,

f_{cmj} – Resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, expressa em MPa;

f_{ckj} – Resistência característica do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, expressa em MPa;

s_d – Desvio-padrão da dosagem, expresso em MPa.

Com a publicação da NB 1 (1960), com o dimensionamento ainda baseado no Método das Tensões Admissíveis (MTA), a tensão admissível de compressão do concreto ($\bar{\sigma}_c$) passou a ser calculada em função da tensão mínima de ruptura do concreto (σ_R), a qual corresponderia à resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) descrita pela normatização vigente. Na NB 1 (1960), (σ_R) era calculada em função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}) do desvio-padrão (s_d) conhecido, e caso o desvio-padrão não seja conhecido, essa tensão passa a ser calculada de acordo com o grau de controle de execução do concreto (Tabela 0.2). Ressalta-se que o valor obtido do desvio-padrão da NB 1 (1960) era obtido função da tensão média de ruptura do concreto à compressão com 28 dias de idade (σ_{c28}).

Em termos de dimensionamento, a tensão admissível de compressão do concreto passou a ser verificada somente na borda da seção transversal. Para uma peça solicitada à flexão simples ou composta, quando calculada no estágio II, a tensão admissível de compressão do concreto ($\bar{\sigma}_c$) era dada pela Equação 0.2.

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{2} \leq 11 \text{ MPa} \quad 0.2$$

Tabela 0.2 – Tensão mínima de ruptura do concreto conforme a NB 1 (1960).

Controle de execução/ Coeficiente de variação	Rigorouso	Razoável	Regular
Conhecido		$\sigma_{c28} - 1,65 \cdot s_d \leq 0,8 \cdot \sigma_{c28}$	
Desconhecido	$3/4 \cdot \sigma_{c28}$	$2/3 \cdot \sigma_{c28}$	$3/5 \cdot \sigma_{c28}$

Fonte: O autor.

O dimensionamento após a publicação da NB 1 (1978), posteriormente registrada no Inmetro como ABNT NBR 6118 (1980), passou a ser baseado no Método dos Estados Limites (MEL). Surgiu, então, o termo resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). A resistência de cálculo (f_{cd}) passou a ser calculada pelo quociente entre a resistência característica e um coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), o qual possuía um valor fixo de 1,4 (Equação 0.3).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad 0.3$$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), ainda em vigor na ABNT NBR 6118 (2014), o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) passou a ser função da combinação última adotada (Tabela 0.3).

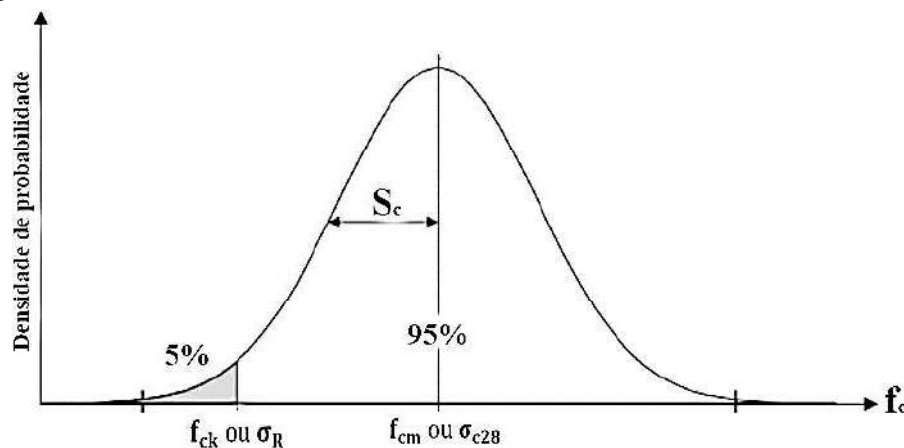
Tabela 0.3 – Coeficientes de minoração da resistência do concreto a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003).

Combinações	γ_c
Normais	1,4
Especiais ou de construção	1,2
Excepcionais	1,2

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

Percebe-se que nas primeiras normas era utilizada a tensão média de ruptura do concreto para o cálculo da resistência a compressão e, a partir da publicação da NB 1 (1960), passou a ser utilizada a tensão mínima de ruptura do concreto (σ_R), que para a situação conhecida, pode ser associada ao f_{ck} ao se adotar os valores de desvio-padrão mostrados na NBR 15655 para situação desconhecida. Essas tensões podem ser representadas pela curva normal de distribuição da resistência à compressão do concreto, conforme indicado na Figura 0.1, que traz um exemplo de tensão mínima associado a um desvio padrão correspondente a uma resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançada, e que neste caso, coincide com o f_{ck} .

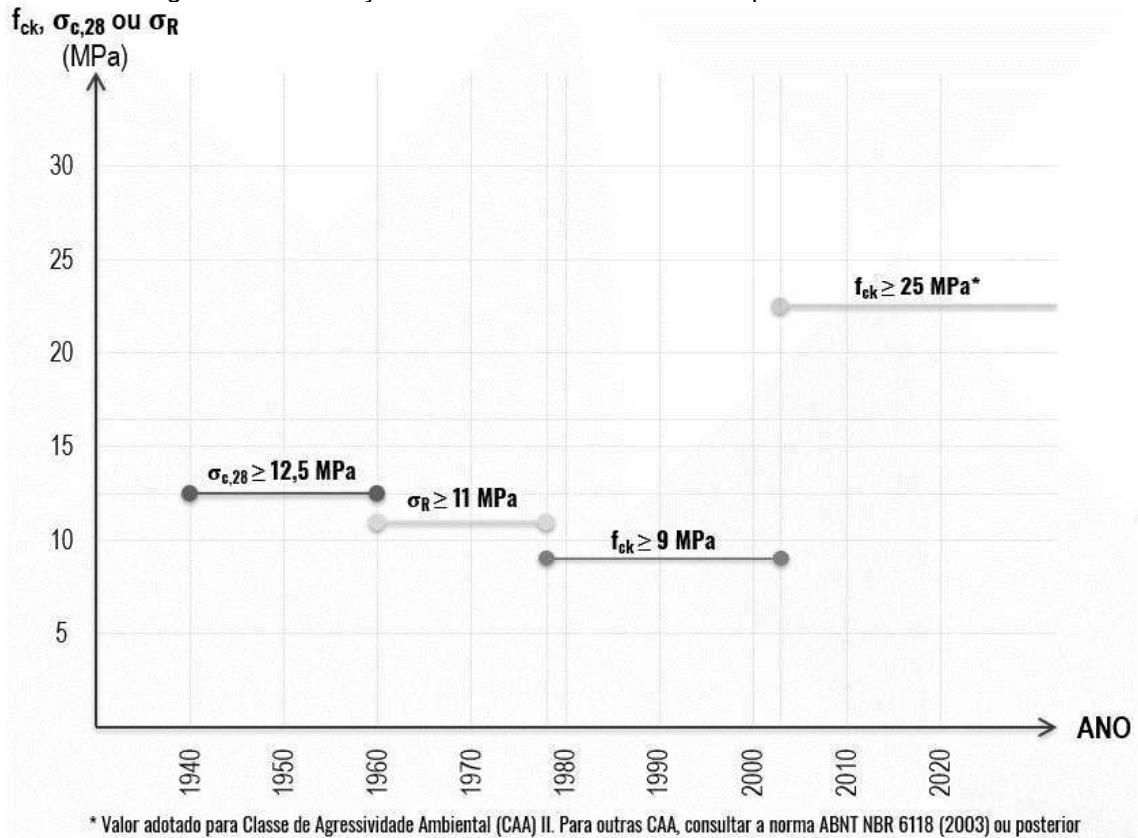
Figura 0.1 – Curva normal de distribuição da resistência à compressão do concreto.



Fonte: Adaptado de GOMES (2013).

Na Figura 0.2 é representado a evolução do critério normativo de resistência mínima à compressão do concreto exigida para o concreto empregado. Durante a vigência das normas ABNT NBR 6118 (2003) e ABNT NBR 6118 (2007), era permitido a utilização de concreto da classe C15 apenas para fundações e obras provisórias.

Figura 0.2 – Evolução da resistência mínima à compressão do concreto.



Fonte: O autor.

A.2.2 – Resistência à tração

A resistência à tração do concreto começou a ser abordada apenas a partir da publicação da NB 1 (1978), sendo determinada através de ensaios de tração na compressão diametral, ou na falta desses, por meio das relações para a resistência característica do concreto à tração (f_{tk}) descritas na Tabela 0.4.

Tabela 0.4 – Resistência característica do concreto à tração conforme a NB 1 (1978)

Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})	Resistência característica à tração do concreto (f_{tk})
$\leq 18 \text{ MPa}$	$f_{ck}/10$
$> 18 \text{ MPa}$	$0,06 \cdot f_{ck} + 0,7 \text{ MPa}$

Fonte: O autor.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a resistência a tração direta (f_{ct}) pôde ser determinada a partir da resistência a tração indireta ($f_{ct,sp}$) ou da resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$), as quais são obtidas através dos ensaios de tração por compressão diametral e de tração na flexão, respectivamente. Pode-se considerar a resistência a tração direta (f_{ct}) igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou a $0,7 \cdot f_{ct,f}$ e, na falta de ensaios,

os valores médio ou característico e de cálculo da resistência à tração direta (f_{ct}) podem ser avaliados por meio das Equações 0.4, 0.5, 0.6 e 0.7.

$$\begin{aligned}
 f_{ct,m} &= 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} && 0.4 \\
 f_{ctk,inf} &= 0,7 \cdot f_{ct,m} && 0.5 \\
 f_{ctk,sup} &= 1,3 \cdot f_{ct,m} && 0.6 \\
 f_{ctd} &= \frac{f_{ct}}{\gamma_c} && 0.7
 \end{aligned}$$

A.2.3 – Resistência ao cisalhamento

Durante a vigência das normas NB 1 (1946) e NB 1 (1950), o limite superior da tensão admissível ao cisalhamento do concreto ($\bar{\tau}$) era dado em função do tipo de dosagem e da presença de armaduras para resistir aos esforços de tração oriundos do cisalhamento (Tabela 0.5), sendo que, para a dosagem racional, essa tensão era calculada em função da resistência à compressão média aos 28 dias (σ_{c28}).

Tabela 0.5 – Tensão admissível de cisalhamento no concreto conforme a NB 1 (1946).

Dosagem/ Presença de armadura	Empírica	Racional
Há armadura	$\bar{\tau} \leq 1,2 \text{ MPa}$	$\bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{10} \leq 2,0 \text{ MPa}$
Caso contrário	$\bar{\tau} \leq 0,4 \text{ MPa}$	$\bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{25} \leq 0,8 \text{ MPa}$

Fonte: O autor.

Na NB 1 (1960), a verificação das tensões de cisalhamento era feita determinando-se a maior tensão principal de tração no concreto (σ_1) no ponto em que ocorre a máxima tensão de cisalhamento, que, no caso da flexão simples, seria na altura do centroide da seção. A tensão admissível de cisalhamento é uma limitação do valor da tensão principal, de acordo com a presença ou não de armadura para resistir os esforços de tração oriundos do cisalhamento, conforme a Tabela 0.6.

Tabela 0.6 – Limites da maior tensão principal de tração no concreto conforme a NB 1 (1960).

Armadura para resistir a todos os esforços de tração	σ_1 (MPa)
Calculada e suficiente	$\leq \begin{cases} \sigma_R/7,5 \\ 2,5 \end{cases}$
Insuficiente	$\leq \begin{cases} \sigma_R/25 \\ 0,8 \end{cases}$

Fonte: O autor.

Durante a vigência das normas NB 1 (1978) e ABNT NBR 6118 (1980), o valor último da tensão convencional de cisalhamento (de referência) na alma da peça (τ_{wu}),

para peças lineares com $b_w \leq 5 \cdot h$, era dado em função da inclinação da armadura transversal sobre o eixo da peça (α), conforme a Tabela 0.7.

Tabela 0.7 – Valor último da tensão convencional de cisalhamento na alma da peça conforme a NB 1 (1978).

Inclinação da armadura transversal (α)	Valor último da tensão convencional de cisalhamento (τ_{wu})
Toda a armadura inclinada de 45°	$0,30 \cdot f_{cd} \leq 5,5 \text{ MPa}$
Outros casos	$0,25 \cdot f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$

Fonte: O autor.

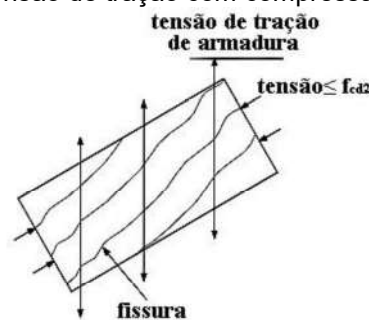
A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), baseada no CEB-FIP (1990), a resistência à compressão das bielas atravessadas por mais de um tirante, mecanismo de transmissão da força cortante pelo modelo de treliça, passou a ser dada pelo valor f_{cd2} , conforme as Equações 0.8 e 0.9. Segundo Bastos (2021), α_{v2} é um fator redutor da resistência à compressão do concreto nos casos em que há tração transversal por efeito de armadura e fissuras transversais às tensões de compressão, conforme a Figura 0.3. Ao substituir f_{cd2} nos modelos de treliça, para elementos lineares, obtém-se a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}) para os modelos I e II, relativas à ruína das diagonais comprimidas de concreto, conforme a Tabela 0.8.

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad 0.8$$

sendo,

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad 0.9$$

Figura 0.3 – Tensão de tração com compressão transversal.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2021).

Tabela 0.8 – Força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}).

Modelo de cálculo	V_{Rd2}
I	$0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
II	$0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$

Notas: θ – Ângulo de inclinação das bielas de compressão; α – Inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

Fonte: O autor.

A.2.4 – Módulo de elasticidade

Até a publicação da NB 1(1978), o módulo de elasticidade do concreto (E_c) era função do módulo de elasticidade do material da armadura (E_s), conforme o tipo de cálculo e o estágio de deformação do concreto. Existem dois valores para o módulo de elasticidade do concreto, o primeiro para o cálculo de deformações elásticas e grandezas hiperestáticas no estágio I e segundo para o cálculo de peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples ou composta, no estágio II, conforme a Tabela 0.9.

Tabela 0.9 – Módulo de elasticidade do concreto antes da publicação da NB 1 (1978).

Estádio	Módulo de elasticidade do concreto (E_c)
I	$E_s/10$
II	$E_s/15$

Fonte: O autor.

Durante a vigência das normas NB 1(1978) e ABNT NBR 6118(1980), na falta de resultados experimentais, o módulo de deformação longitudinal à compressão do concreto (E_c) era suposto através da Equação 0.10, função da resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias (f_{cj}). No projeto, tomava-se para o cálculo de f_{cj} a Equação 0.11.

$$E_c = 6600 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad 0.10$$

$$f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa} \quad 0.11$$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), ainda mantida na ABNT NBR 6118 (2014), quando não forem realizados ensaios, o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto (E_{ci}) pode ser estimado através da Equação 0.12, função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) e do coeficiente α_E , que leva em consideração natureza do agregado.

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad 0.12$$

A.2.5 – Fadiga

A verificação da fadiga no concreto passou a ser considerada a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003). Desde a sua vigência, a verificação do concreto à fadiga na compressão é dada, para combinação frequente de ações, pela limitação da máxima tensão solicitante ao valor da resistência à compressão do concreto de cálculo à fadiga ($f_{cd,fad}$), dada pela Equação 0.13.

$$f_{cd,fad} = 0,45 \cdot f_{cd} \quad 0.13$$

A verificação da fadiga do concreto na tração, para a combinação frequente de ações, é feita pela limitação da tensão máxima de tração ao valor da resistência de cálculo a tração do concreto na fadiga ($f_{ctd,fad}$), dada pela Equação 0.14. A verificação da fadiga na tração é feita apenas nas situações em que a resistência à tração é essencial para a estabilidade da estrutura.

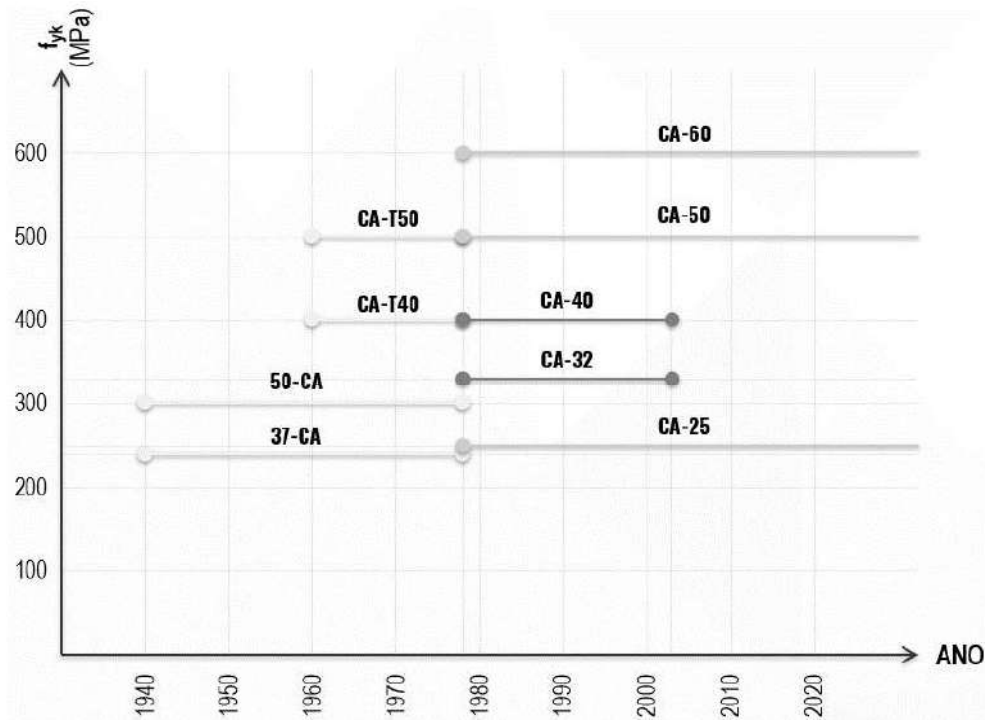
$$f_{ctd,fad} = 0,3 \cdot f_{ctd,inf} \quad 0.14$$

A.3 – EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E DAS PROPRIEDADES DO AÇO DESTINADO A ARMADURAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A.3.1 – Categorias de aço

Na Figura 0.4 são representados os períodos de vigência de cada categoria de aço e sua respectiva resistência característica ao escoamento (f_{yk}), conforme as normas de dimensionamento de estruturas de concreto armado (NB 1 e ABNT NBR 6118).

Figura 0.4 – Períodos de vigência das categorias de aço destinados a armaduras para estruturas de concreto armado.



Fonte: O autor.

A.3.2 – Resistência dos aços e módulo de elasticidade

O Método das Tensões Admissíveis foi utilizado, em caráter normativo, até a publicação da NB 1 (1978). Para o dimensionamento, utilizava-se a tensão admissível na armadura de tração ($\bar{\sigma}_s$).

A NB 1 (1940) permitia a utilização de duas categorias de aço, 37 CA e 50 CA, em que os números presentes no nome da categoria representavam o limite de ruptura do aço em kN/cm^2 . A tensão admissível da armadura era definida em função da solicitação, conforme a Tabela 0.10.

Tabela 0.10 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1 (1940), em MPa.

Categoria/Solicitação	37 CA	50 CA
Força axial ou flexão composta (médias das tensões em toda a armadura longitudinal)	120	150
Flexão simples ou flexão composta (tensão máxima)	150	180

Fonte: O autor.

Durante a vigência da NB 1 (1960), permitia-se a utilização de quatro categorias de aço (37 CA, 50 CA, CA-T40 e CA-T50), onde o termo T presente no nome da categoria representava os aços torcidos e, os números, à resistência ao escoamento

do aço em kN/cm². A tensão admissível de tração da armadura passou a ser função somente da categoria de aço, conforme a Tabela 0.11.

Tabela 0.11 – Tensão admissível na armadura de tração conforme a NB 1 (1960), em MPa.

Categoria	Tensão admissível ($\bar{\sigma}_s$)
37 CA	150
50 CA	180
CA – T40	240
CA – T50	300

Fonte: O autor.

Com a publicação da NB 1 (1978), baseado no Método dos Estados Limites, cinco categorias de aço passaram a ser utilizadas (CA-25, CA-32, CA-40, CA-50 e CA-60), onde a numeração na nomenclatura corresponde à resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk}). Na Tabela 0.12 é apresentado os coeficientes de minoração da resistência característica ao escoamento do aço (γ_s).

Tabela 0.12 – Coeficiente de minoração da resistência do aço conforme a NB 1 (1978).

Situação	γ_s
Obedecidas as prescrições quando ao controle de qualidade da ABNT NBR 7480	1,15
Caso contrário, apenas em obras de pequena importância nas quais se empregam aços das categorias CA-25 e CA-32	1,25

Fonte: O autor.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), as categorias CA-32 e CA-40 foram extintas da norma. Os coeficientes de minoração da resistência característica ao escoamento do aço (γ_s) passaram a ser função da combinação última utilizada, conforme a Tabela 0.13.

Tabela 0.13 – Coeficientes de minoração da resistência do aço a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003).

Combinações	γ_s
Normais	1,15
Especiais ou de construção	1,15
Excepcionais	1,0

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003).

Parâmetros relevantes dos tipos de aço para o projeto de estruturas de concreto armado foram levantados desde a antiga Especificação Brasileira EB 3 até a atual normatização referente ao aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado, a ABNT NBR 7480 (2007). Resistência característica ao escoamento (f_{yk}), resistência convencional à ruptura ou limite de resistência (f_{st}), resistência de cálculo (ou tensão admissível) (f_{yd} ou $\bar{\sigma}_s$) e módulo de elasticidade (E_s)

foram os parâmetros levantados, dispostos de acordo com a evolução da NB 1, indicados na Tabela 0.14.

Tabela 0.14 – Características dos aços, de acordo com cada norma.

Norma	NB 1 (1940)		NB 1 (1950)			NB 1 (1960)			NB 1 (1978)				ABNT NBR 6118 (2003)			ABNT NBR 6118 (2007)			ABNT NBR 6118 (2014)		
	37 CA	50 CA	37 CA	50 CA	CA-T40	CA-T50	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60	CA-25	CA-50	CA-60	CA-25	CA-50	CA-60	CA-25	CA-50	CA-60	
f_{yk}^a (MPa)	240	300	240	300	400	500	250	320	400	500	600	250	500	600	250	500	600	250	500	600	
f_{st}^b (MPa)	370	500	370	500	-	-	325	416	440	550	660	300	540	630 ¹	300	540	630 ¹	300	540	630 ¹	
f_{yd}^c (MPa)	-	-	-	-	-	-	217 ²	278 ²	348 ²	435 ²	522 ²	217 ³	435 ³	522 ³	217 ³	435 ³	522 ³	217 ³	435 ³	522 ³	
$\bar{\sigma}_s^d$ (MPa)	150 ⁴	180 ⁴	150	180	240	300	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
E_s^e (GPa)	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	210 ⁶	

Notas: ^a Resistência característica ao escoamento; ^b Resistência convencional à ruptura ou limite de resistência; ^c Resistência de cálculo do aço; ^d Tensão admissível do material da armadura; ^e Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva; ¹ f_{st} mínimo de 660 MPa; ² Obedecidas as prescrições quanto ao controle de qualidade da ABNT NBR 7480 ($\gamma_s = 1,15$); ³ Combinação última normal ($\gamma_s = 1,15$); ⁴ Flexão simples ou flexão composta (tensão máxima); ⁵ Compressão axial ou flexão composta (média das tensões em toda a armadura longitudinal); ⁶ Não era especificado em norma, porém era o valor adotado nos modelos de dimensionamento da época.

Fonte: O autor.

A.3.3 – Fadiga

Durante a vigência da Especificação Brasileira EB 3 (1967), para barras e fios das categorias CA-40, CA-50 e CA-60, limitava-se a amplitude máxima das variações de tensões na armadura, oriundas das cargas móveis, conforme a Tabela 0.15.

Tabela 0.15 – Amplitude máxima das variações de tensões na armadura conforme a EB 3 (1967), em MPa.

Tipo de armadura	
Barras retas ou curvadas ¹	220
Estribos ou barras curvadas ²	170

Notas: ¹ Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 0.16; ² Caso contrário (Tabela 0.16).

Fonte: O autor.

Tabela 0.16 – raios de curvatura conforme a EB 3 (1967)

Categoria	Raio de curvatura
CA-40	12 · ϕ
CA-50	15 · ϕ
CA-60	18 · ϕ

Notas: ϕ – Diâmetro da barra.

Fonte: O autor.

Ressalta-se que só se consideravam as variações de tensões devidas às cargas móveis (majoradas por um coeficiente de impacto tomado igual a 1,2) e, quando for o caso, à força centrífuga. Não se consideravam as variações de tensões devidas ao impacto lateral, frenagem, variações de temperatura, retração, deformação lenta, e às outras ações acidentais.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da fadiga na armadura se dá quando a máxima variação de tensão calculada ($\Delta\sigma_s$), para a combinação frequente de ações, não ultrapassar o valor $\Delta f_{sd,fad}$. Os valores mínimos de $\Delta f_{sd,fad}$ para armadura passiva da categoria CA-50, função do diâmetro da armadura e do caso em que ela se encontra, estão apresentados na Tabela 0.17.

Tabela 0.17 - Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos (MPa) de acordo com a ABNT NBR 6118 (2003) ou posterior, para armadura passiva (CA-50).

Caso	Φ (mm)								Tipo ¹
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas: $D \geq 25 \cdot \Phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas: $D < 25 \cdot \Phi$ $D = 5 \cdot \Phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \cdot \Phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos: $D = 3 \cdot \Phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente marinho: Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas² e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄

Notas: ¹ Tipos da curva S-N; ² Incluindo solda por ponto ou das extremidades.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2003)

A.4 – EVOLUÇÃO DAS AÇÕES NAS PONTES DE CONCRETO

A.4.1 – Cargas móveis

A primeira norma brasileira a realizar considerações das cargas móveis em pontes foi a NB 6 (1946). Durante a sua vigência, classificava-se as rodovias conforme o seu respectivo grau de importância, a qual era função da carga máxima permitida para o tráfego. Para cada classe, especificava-se um trem-tipo para o projeto da ponte situada naquela rodovia, composto por um veículo-tipo e por uma carga de multidão.

A.4.1.1 – Veículo-tipo

Durante a vigência da NB 6 (1946), em função da classe, o veículo-tipo era composto por um compressor e tantos caminhões quantas forem as faixas de tráfego, menos uma, conforme a Tabela 0.18. Ressalta-se que os compressores possuíam apenas uma roda dianteira. Todos deviam estar orientados na direção do tráfego e colocados na posição mais desfavorável para o cálculo do elemento considerado, com restrição de apenas um veículo por faixa de tráfego. Na posição mais desfavorável para o elemento estudado, colocava-se um compressor tipo C ou B para a verificação da resistência da estrutura de pontes da classe I e II, respectivamente.

Tabela 0.18 – Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6 (1946).

Classe	Compressor	Caminhão
I	B	B
II	A	A
III	A	A

Fonte: O autor.

Houveram pequenas alterações com a publicação da NB 6 (1950). A composição do veículo-tipo passou a ser feita pela Tabela 0.19. Na posição mais desfavorável para o elemento estudado, colocava-se um compressor tipo C ou B para a verificação da capacidade resistente da estrutura das pontes da classe II e III, respectivamente.

Tabela 0.19 - Composição do veículo-tipo em função da classe da rodovia, conforme a NB 6 (1950).

Classe	Compressor	Caminhão
I	C	C
II	B	B
III	A	A

Fonte: O autor.

Com a publicação NB 6 (1960), o veículo-tipo passou a ser constituído de apenas um único veículo e sua largura aumentou de 2,5 m para 3,0 m, dimensões mantidas na normatização vigente. As pontes rodoviárias passaram a ser classificadas em função da classe da rodovia (classes 12, 24 e 36), a qual determina o veículo-tipo a ser utilizado, conforme Tabela 0.20.

Tabela 0.20 – Veículo-tipo conforme a NB 6 (1960).

Classe da rodovia	Classe da ponte	Veículo-tipo
I	C	C
II	B	B
III	A	A

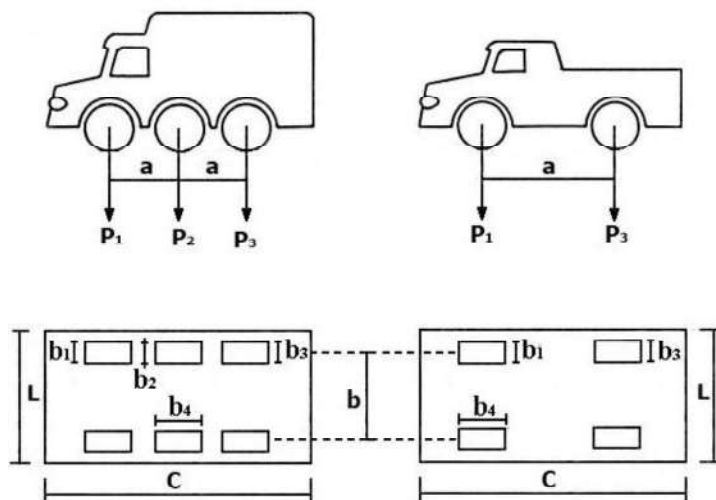
Fonte: O autor.

Em 1984, a NB 6 passou a ser chamada de ABNT NBR 7188 (1984). As pontes passaram a ser classificadas de acordo com o veículo-tipo de projeto (classes 24 e 36 foram substituídas por veículos-tipo das classes 30 e 45, respectivamente). Portanto, as pontes eram passavam a ser classificadas nas classes 12, 30 e 45.

A publicação da ABNT NBR 7188 (2013) excluiu as classes 12 e 30 presentes na ABNT NBR 7188 (1984). Uma carga móvel rodoviária padrão foi estabelecida (TB-450), representada por um veículo-tipo de 450 kN, portanto, em obras de estradas vicinais municipais e em obras particulares, pode-se considerar a TB-240, representada por um veículo-tipo de 240 kN.

Na Figura 0.5 e na Tabela 0.21 estão apresentados a evolução do peso total e das características geométricas dos veículos-tipo conforme cada norma.

Figura 0.5 – Esquematização das características do veículo-tipo.



Fonte: Adaptado da NB 6 (1982).

Tabela 0.21 - Características dos veículos-tipo de acordo com cada norma.

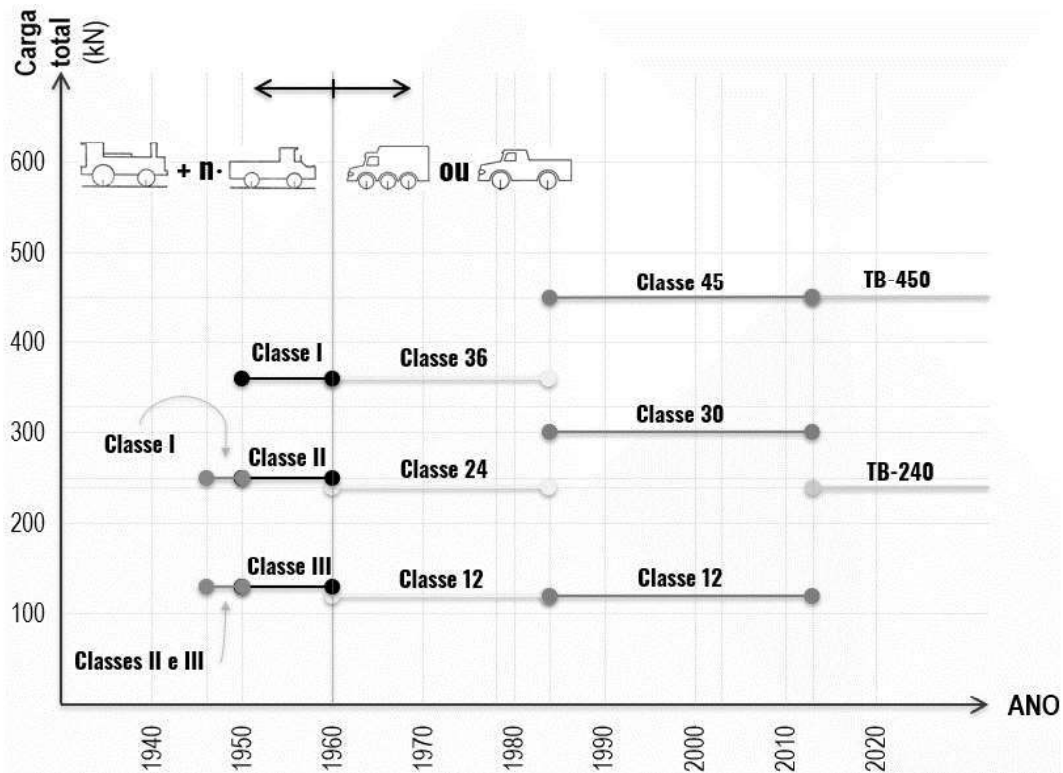
Norma	NB 6 (1946)						NB 6 (1950)						NB 6 (1960)			ABNT NBT 7188 (1984)			ABNT NBT 7188 (2013)	
	Caminhão			Compressor			Caminhão			Compressor			12	24	36	12	30	45	24	45
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C					
Eixos	Unid.	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3
P _{TOTAL}	kN	70	160	240	60	90	70	160	240	60	90	120	120	240	360	300	450	240	450	450
P ₁	kN	50	70	100	7,5	15	50	70	100	7,5	15	20	20	40	60	50	75	40	75	75
P ₂	kN	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40	60	50	75	40	75	75
P ₃	kN	10	45	70	22,5	30	10	45	70	22,5	30	40	40	40	60	50	75	40	75	75
C	m	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
L	m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
b ₁	m	1,00	1,00	1,00	0,08	0,12	1,00	1,00	1,00	0,08	0,12	0,12	0,20	0,35	0,45	0,20	0,40	0,50	0,50	0,50
b ₂	m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35	0,45	-	0,40	0,50	0,50	0,50
b ₃	m	0,10	0,40	0,50	0,18	0,24	0,10	0,40	0,50	0,18	0,24	0,24	0,30	0,35	0,45	0,30	0,40	0,50	0,50	0,50
b ₄	m	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
a	m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1,5	1,5	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5
b	m	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Notas: ¹ Não foi especificado em norma.

Fonte: O autor.

Na Figura 0.6 é apresentado a evolução do peso total do veículo-tipo para pontes rodoviárias de duas faixas de tráfego. Para as normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950), soma-se o peso de um compressor e de um caminhão para a composição do veículo-tipo conforme a classe da ponte.

Figura 0.6 - Evolução do peso total do veículo-tipo de projeto conforme cada norma, para pontes rodoviárias com duas faixas de tráfego.



Fonte: O autor.

A.4.1.2 – Carga de multidão

A carga de multidão tem o objetivo de representar o tráfego de veículos de pequeno porte no entorno do veículo-tipo, a qual é uniformemente distribuída e ocupa a região do tabuleiro que não é ocupada pelo veículo-tipo, inclusive os passeios, salvo em situações de cálculo nas quais a carga de multidão reduza os esforços solicitantes.

Durante a vigência das normas NB 6 (1946) e NB 6 (1950), a carga de multidão (p) era função do elemento da ponte, do vão analisado (ℓ) e do parâmetro g_0 , conforme a Tabela 0.22, distribuída em toda a pista, incluindo os passeios, sendo o valor desse parâmetro função da classe da ponte (Tabela 0.23).

Tabela 0.22 – Carga de multidão conforme a NB 6 (1946) e a NB 6 (1950).

Elemento	Vão (m)	Carga de multidão (kN/m ²)
	$l < 25$	g_0
Arcos ou vigas principais	$25 \leq l \leq 125$	$g_0 - \frac{(l - 25)}{100}$
	$l > 125$	$g_0 - 1$
Demais elementos	-	g_0

Fonte: O autor.

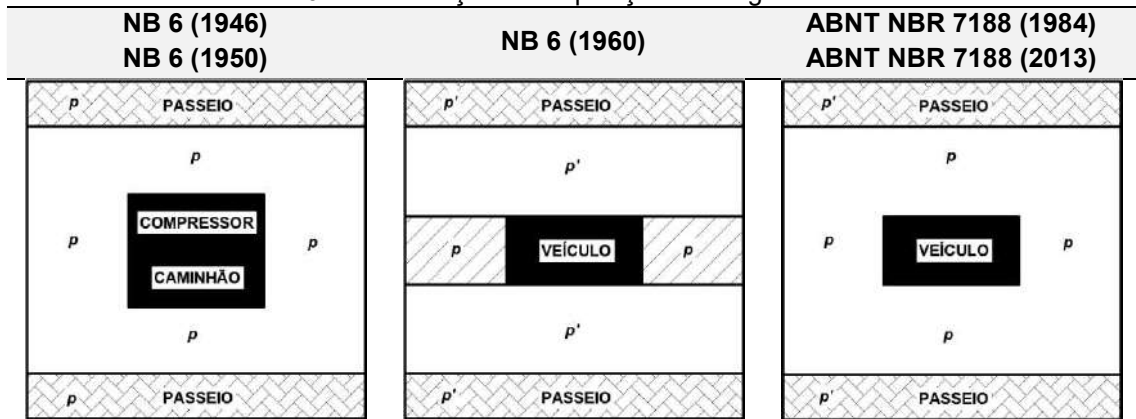
Tabela 0.23 – Valor do parâmetro g_0 em função da classe da rodovia, em kN/m².

Classe da rodovia	NB 6 (1946)	NB 6 (1950)
I	4,5	5,0
II	4,0	4,5
III	4,0	4,0

Fonte: O autor.

Com a publicação da NB 6 (1960), a carga de multidão, função da classe da ponte, passou a ser dividida em duas parcelas (carga p à frente e atrás do veículo e a carga p' no restante da pista e passeios). Durante a vigência da ABNT NBR 7188 (1984) e da ABNT NBR 7188 (2013), alterou-se a disposição das cargas (carga p passou a estar disposta em toda a pista e a p' somente nos passeios). Na Tabela 0.24 é apresentado a evolução da disposição da carga de multidão conforme a normatização.

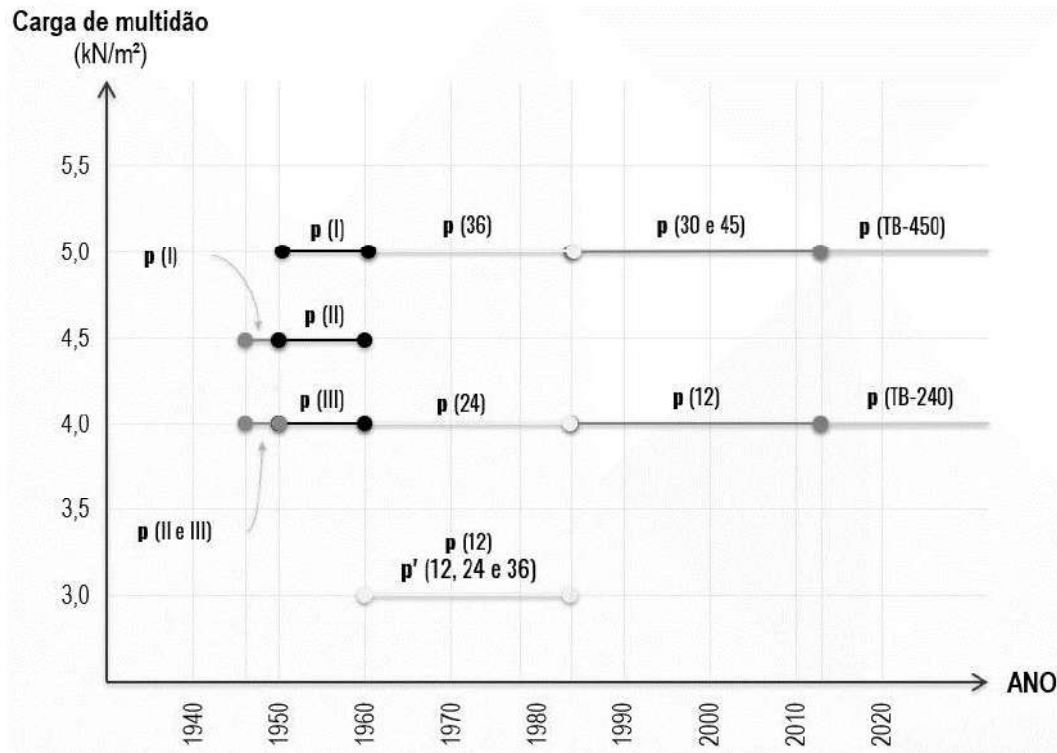
Tabela 0.24 – Evolução da disposição da carga de multidão.



Fonte: O autor.

Na Figura 0.7 é representada a evolução das cargas de multidão de acordo com cada norma, excetuando-se a carga nos passeios. Ressalta-se que o carregamento durante a vigência da NB 6 (1946) também era função do vão, portanto o esse gráfico representa os valores dos carregamentos para vãos de até 25 metros de acordo com cada norma e cada veículo-tipo.

Figura 0.7 - Evolução da carga de multidão conforme cada norma, para pontes com vãos de até 25 metros, excluindo os passeios e de acordo com a classe da ponte/rodovia.



Fonte: O autor.

A partir da publicação da NB 6 (1960), a carga de multidão nos passeios passou a ter valor fixo de 3 kN/m^2 para todos os trens-tipo, valor que continua sendo adotado na ABNT NBR 7188 (2013).

A.4.2 – Coeficiente de impacto

A complexidade da consideração dos efeitos dinâmicos no cálculo estrutural fez com que as cargas móveis fossem simplificadaamente associadas às cargas estáticas, sendo seus efeitos majorados por meio de um coeficiente maior que 1, denominado coeficiente de impacto (Silva, 2014).

Durante a vigência das normas NB 2 (1946) e NB 2 (1950), o coeficiente de impacto para pontes rodoviárias era tomado como 1,3 para peças do estrado (lajes, transversinas, longarinas, montantes e pendurais) e para vigas retas principais com vãos até 20 m, e como 1,0 para vigas retas principais com vãos de 70 m ou maiores. O coeficiente de impacto passou a ser função do vão teórico do elemento carregado (ℓ) a partir da publicação da NB 2 (1961), conforme a Equação 0.15.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \ell \geq 1$$

0.15

Na ABNT NBR 7188 (2013), o coeficiente de impacto é composto por três parcelas (Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). O CIV (Equação 0.16) é função dos comprimentos dos vãos presentes na estrutura, o CNF (Equação 0.17) relaciona a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas (excluídas o acostamento e as faixas de segurança) e o CIA (Equação 0.18) leva em consideração as imperfeições e/ou descontinuidades da pista de rolamento, na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majoradas pelo CIA. Segundo Carneiro e Bittencourt (2018), os coeficientes citados acima não foram baseados em análises dinâmicas que abrangessem a obtenção de amplificações representativas da natureza do tráfego e nas condições das rodovias do país. Resultado disso, observa-se o grande aumento no valor do coeficiente de impacto adotado a partir de 2013.

$$\text{CIV} = \begin{cases} 1,35 & (\ell < 10 \text{ metros}) \\ 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{\ell + 50} \right) & (10 \leq \ell \leq 200 \text{ metros}) \end{cases} \quad 0.16$$

$$\text{CNF} = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 \quad 0.17$$

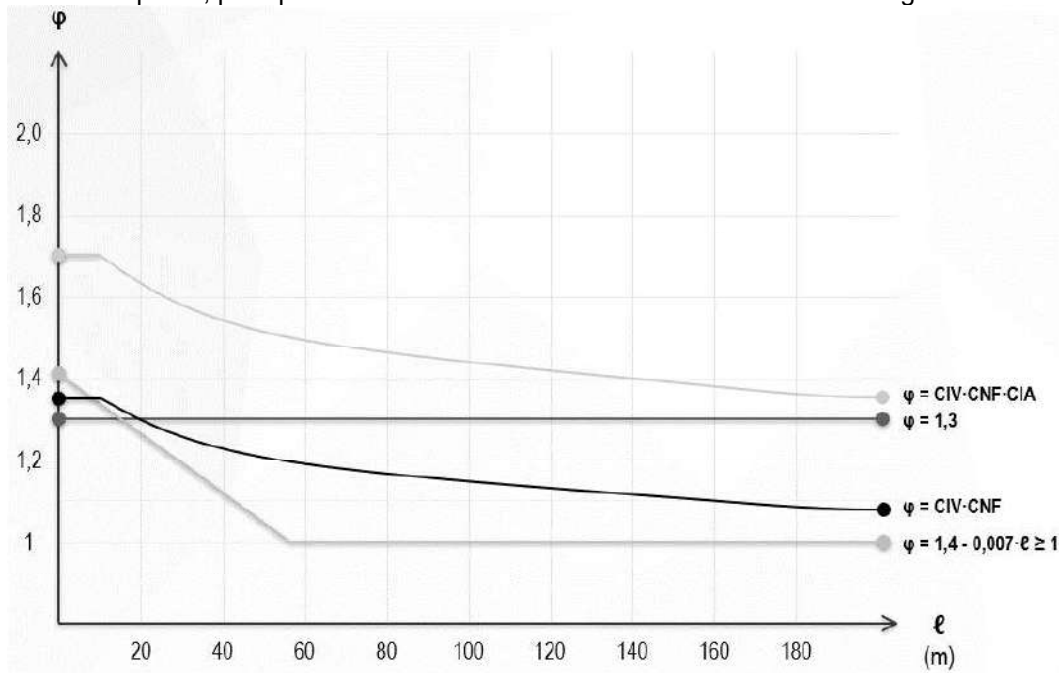
$$\text{CIA} = \begin{cases} 1,25 & (\text{Obras de concreto ou mistas}) \\ 1,35 & (\text{Obras em aço}) \end{cases} \quad 0.18$$

onde,

n – Número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Na Figura 0.8 é mostrado a comparação dos coeficientes de impacto em função do vão teórico do elemento estrutural analisado conforme o ano de projeto da ponte, especificamente para pontes de concreto armado com duas faixas de tráfego.

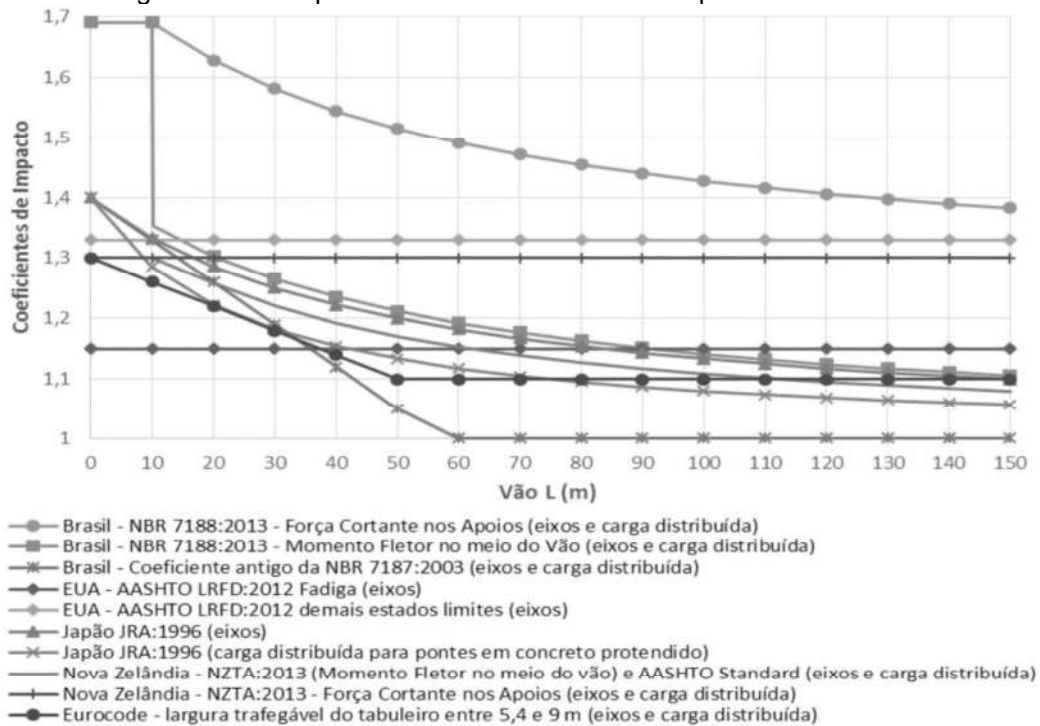
Figura 0.8 - Coeficiente de impacto em função do vão teórico, de acordo com a época de projeto da ponte, para pontes de concreto armado com duas faixas de tráfego.



Fonte: O autor.

Carneiro e Bittencourt (2018) compararam os coeficientes de impacto para projeto de pontes em aço e concreto seguindo critérios normativos do Brasil, Estados Unidos, Canadá, China, Nova Zelândia, Austrália, Reino Unido, Japão, Coreia, África do Sul e do código Europeu, a fim de fornecer subsídios para trabalhos relacionados com a análise dinâmica de pontes rodoviárias, especialmente aqueles relacionados com a calibração dos coeficientes de impacto da norma brasileira. A comparação se baseou em um modelo de ponte em concreto com vão biapoiado e com juntas estruturais nas extremidades, onde são apresentados os coeficientes de impacto majoradores da força cortante no apoio e do momento fletor no meio do vão, conforme Figura 0.9. Por não serem utilizados para consideração dos efeitos dinâmicos, o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) não foi considerado.

Figura 0.9 - Comparativo entre coeficientes de impacto normativos.



Fonte: CARNEIRO E BITTENCOURT (2018).

Nota-se um acentuado conservadorismo da ABNT NBR 7188 (2013) com a consideração do Coeficiente de Impacto Adicional (CIA), ao admitir uma amplificação dinâmica próxima 70% no caso de vãos de até 10 metros, enquanto esse valor se reduz a valores máximos de 33% quando se considera normas de outros países. Já o coeficiente de impacto para a solicitação de momento fletor em vãos maiores do que 10 metros da ABNT NBR 7188 (2013) se aproxima dos valores das outras normas, ainda sendo conservadora em alguns casos.

A.4.3 – Força centrífuga

Nas pontes rodoviárias em curva, as forças horizontais provenientes da força centrífuga, função do raio da curva, são consideradas normais ao seu eixo e atuam no nível da pista de rolamento, sendo o seu valor característico um percentual da carga do veículo tipo. É considerando o efeito dinâmico das cargas móveis, aplicado na posição mais desfavorável, concomitante com a respectiva carga.

A.4.4 – Efeitos da frenagem e aceleração

As forças de frenagem e aceleração podem ser consideradas como uma força longitudinal (H_f), aplicada no nível do pavimento, e seu valor característico pode ser

tomado como uma fração das cargas móveis, sem impacto. Durante a vigência das normas NB 2 (1960), ABNT NBR 7187 (1987) e ABNT NBR 7187 (2003), essa força longitudinal era tomada como igual ao maior valor da Equação 0.19.

$$H_f \geq \begin{cases} 5\% \text{ da carga de multidão do tabuleiro, excluídos os passeios} \\ 30\% \text{ do peso do veículo – tipo} \end{cases} \quad 0.19$$

A partir da publicação da ABNT NBR 7188 (2013), essa força passou a ser calculada através da Equação 0.20.

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 135 \text{ kN} \quad 0.20$$

onde,

B – Largura efetiva, expressa em metros, da carga distribuída de 5 kN/m²;

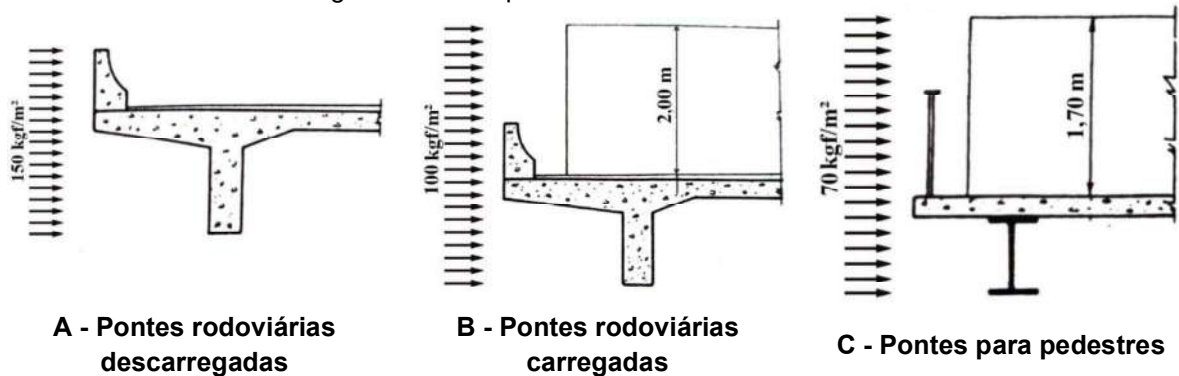
L – Comprimento concomitante, expresso em metros, da carga distribuída.

A.4.5 – Ação do vento

Até a publicação da NB 2 (1961), a pressão do vento sobre a estrutura das pontes era considerada como uma ação horizontal, avaliada separadamente para os casos de pontes carregadas e de pontes descarregadas. Considerava-se como superfície de incidência a projeção das partes expostas da estrutura sobre o plano normal à direção do vento.

Durante a vigência das normas NB 2 (1970) e ABNT NBR 7187 (1982) foi adicionado o caso de pontes só para pedestres, além disso, a superfície de incidência passou a ser limitada superiormente por uma linha paralela ao estrado à 2,00 m da superfície de rolamento nos casos de pontes rodoviárias carregadas, e à 1,70 m do piso nos casos de pontes só para pedestres, conforme a Figura 0.10.

Figura 0.10 – Superfícies de incidência do vento.



Fonte: Adaptado de PFEIL (1985).

Segundo Mounir (2010), não existe nenhum procedimento analítico específico para a determinação da ação do vento em pontes a partir da publicação da ABNT NBR 7187 (1987), existe apenas a recomendação disposta na ABNT NBR 6123 (1988). Portanto, o procedimento adotado será o descrito anteriormente.

A.4.6 – Combinação de ações

Para a verificação da segurança, um carregamento precisa ser definido através de uma combinação de ações, que considera as probabilidades, não desprezíveis, das ações atuarem simultaneamente sobre a estrutura. A combinação de ações deve determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Antes da publicação da NB 1 (1960), que se baseava no Método das Tensões Admissíveis, não existiam coeficiente majoradores das ações, as quais eram consideradas atuando simultaneamente sobre a estrutura, com seus valores nominais.

Durante a vigência da NB 1 (1960), os elementos estruturais eram calculados em função da carga de ruptura (Estádio III) com a utilização de coeficientes de segurança para as ações ou eram calculadas no Estádio II, com base nas tensões admissíveis. Nos casos das peças calculadas em função da carga de ruptura (Estádio III), os coeficientes de segurança eram os descritos na Tabela 0.25, conforme o prescrito na NB 2 (1961).

Tabela 0.25 - Coeficientes de segurança (ν) para peças calculadas em função da carga de ruptura (Estádio III), conforme NB 2 (1961).

Coeficiente de segurança (ν)	Tipo de solicitação	Cargas
1,65	Flexão simples ou composta	Todas as cargas permanentes, esforços devidos à retração e à variação de temperatura, deslocamento das fundações e ao empuxo de terra ou água.
2,00		Carga móvel, impacto lateral, força longitudinal, força centrífuga e o vento, considerando o coeficiente de impacto vertical.
2,00	Compressão ou tração axiais	Todas as cargas permanentes, esforços devidos à retração e à variação de temperatura, deslocamento das fundações e ao empuxo de terra ou água.
2,40		Carga móvel, impacto lateral, força longitudinal, força centrífuga e o vento, considerando o coeficiente de impacto vertical ¹ .

Notas: ¹ Multiplicar por 1,2 quando os elementos estruturais forem calculados no Estádio II, solicitados à flexão simples ou composta; Multiplicar por 1,2 os coeficientes de segurança (ou dividir por 1,2 as tensões admissíveis) quando houver a necessidade de adotar medidas especiais de proteção dos elementos da estrutura expostos à ação prejudicial de agentes externos.

Fonte: O autor.

Com a publicação da NB 1 (1978), o dimensionamento e a verificação de elementos estruturais de concreto armado passaram a ser feitos pelo Método dos Estados Limites. Basicamente, uma estrutura ou parte dela atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável, ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para a sua utilização. Durante a sua vigência, eram considerados os Estados Limites Últimos (ruína) e de Utilização (serviço), devendo ser levados em conta outros, além destes, em casos especiais que assim exijam. O Estado Limite de Utilização é dividido em : Estado de Limite de Formação de Fissuras, Estado de Limite de Fissuração Inaceitável e Estado Limite de Deformação Excessiva.

Para o Estado Limite Último (ELU), deve-se considerar o valor mais desfavorável entre as Equações 0.21 e 0.22.

$$S_d = 1,4 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{ek} \quad 0.21$$

$$S_d = 0,9 \cdot S_{gk} + 1,4 \cdot S_{qk} + 1,2 \cdot S_{ek} \quad 0.22$$

onde,

S_d – Solicitação de cálculo;

S_{gk} – Solicitações devidas às ações permanentes;

S_{qk} – Solicitações devidas às ações acidentais;

$S_{\varepsilon k}$ – Solicitações devidas à fluência.

Para o Estado Limite de Utilização, considerar o valor da Equação 0.23.

$$S_d = S_{gk} + \chi \cdot S_{qk} + S_{\varepsilon k} \quad 0.23$$

Quando existirem ações acidentais de diferentes origens, considerar a Equação 0.24, onde as ações acidentais são colocadas em ordem crescente e o índice 1 representa a ação acidental que apresenta maior solicitação. Em geral, não era necessário considerar a ação do vento nos Estados Limites de Utilização.

$$S_{qk} = S_{qk1} + 0,8 \cdot (S_{qk2} + S_{qk3} + \dots) \quad 0.24$$

Em 2003, além da publicação da ABNT NBR 6118 (2003) ocorreu a publicação da ABNT NBR 8681 (2003), que continua em vigor, norma que trata das ações e segurança nas estruturas.

De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), uma Combinação Última pode ser classificada em Normal, Especial ou de Construção e Excepcional. A Combinação Última Normal se divide em três (esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido e perda do equilíbrio como corpo rígido).

Para o dimensionamento da estrutura será considerada a Combinação Última Normal, referente ao esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado e, para alguns casos onde seja necessário verificar a segurança estrutural, a Combinação Especial ou de Construção. A Combinação Última Normal para o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado pode ser expressa pela Equação 0.25.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad 0.25$$

onde,

$F_{Gi,k}$ – Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – Valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ – Valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Os coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (γ_g) e para ações variáveis consideradas conjuntamente (γ_q), bem como o fator de combinação (ψ_0) para a Combinação Última Normal em estruturas de pontes, estão apresentados na Tabela 0.26.

Tabela 0.26 - Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última normal de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003).

Tipo de estrutura	γ_q		γ_q	ψ_0
	Efeito			
	Desfavorável	Favorável		
Grandes pontes ¹	1,30			
Pontes em geral	1,35	1,0	1,5	0,7

Notas: ¹ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003).

Uma análise baseada na Combinação Última Especial ou de Construção é utilizada no caso em que veículos especiais necessitem transpor uma OAE, conforme expresso na Equação 0.26.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad 0.26$$

onde,

$\psi_{0j,ef}$ – Fator de combinação efetivo de cada uma das demais ações variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal, durante a ação transitória.

Os coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas (γ_g) e para ações variáveis consideradas conjuntamente (γ_q), bem como o fator de combinação (ψ_0) para a Combinação Última Especial de pontes, estão descritos na Tabela 0.27.

Tabela 0.27- Coeficientes de ponderação e fator de combinação para combinação última especial de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003).

Tipo de estrutura	γ_q		γ_q	ψ_0
	Efeito			
	Desfavorável	Favorável		
Grandes pontes ¹	1,20	1,0	1,3	0,7
Pontes em geral	1,25			

Notas: ¹ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003).

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura (Combinações Quase Permanentes - CQP, Combinações Frequentes - CF e Combinações Raras - CR). Para o estudo da fadiga, utiliza-se a Combinação Frequente de ações expressa pela Equação 0.27. Na combinação a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad 0.27$$

onde,

ψ_1 e ψ_2 – Fatores de redução de combinação frequente e quase permanente, respectivamente, para o ELS.

Os valores dos fatores de redução ψ_1 e ψ_2 para pontes rodoviárias, no estado limite de serviço aplicável à verificação da fadiga, encontram-se na Tabela 0.28.

Tabela 0.28 - Fatores de redução para pontes rodoviárias no ELS aplicável à verificação da fadiga.

Elemento estrutural	ψ_1	ψ_2
Laje do tabuleiro	0,8	
Vigas transversinas	0,7	
Vigas longitudinais:		
Vão até 100 metros	0,5	0,3
Vão até 200 metros	0,4	
Vão \geq 300 metros	0,3	
Mesoestrutura e infraestrutura ¹	0	

Notas: ¹ Desde que ligadas à superestrutura apenas por aparelhos de apoio. Não é o caso, por exemplo, de pontes em pórtico ou estaiadas.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8681 (2003).

A.4.7 – Análise de estruturas existentes

Segundo a ABNT NBR 7187 (2021), para obras rodoviárias existentes, sem limitações estruturais identificadas, é permitida a redução dos coeficientes de majoração de esforços, quando forem atendidas as seguintes condições:

- Classificação igual ou superior a 4 para parâmetros estruturais e de durabilidade, obtida em inspeção especial, conforme a ABNT NBR 9452 (2019). A confirmação da classificação estrutural deve sempre ser feita mediante a uma verificação estrutural, considerando a caracterização geométrica e dos materiais na condição atual;
- Casos de inexistência de limitação de acesso a todos os elementos estruturais, exceto quando forem adotadas providências destinadas a sanar essa deficiência;
- Obras com bom desempenho estrutural, no mínimo ao longo de 30 anos após o início da operação, obrigatoriamente comprovado por meio de verificação estrutural.

Para obras rodoviárias, quando atendido integralmente todos os requisitos acima, permite-se a adoção dos coeficientes de majoração de esforços apresentados na Tabela 0.29.

Tabela 0.29 – Coeficientes de majoração das ações.

Ações	ABNT NBR 8681 (2003)	ABNT NBR 7187 (2021)
Ações permanentes agrupadas (γ_G)	1,30	1,20
Ações variáveis (γ_Q)	1,50	1,35

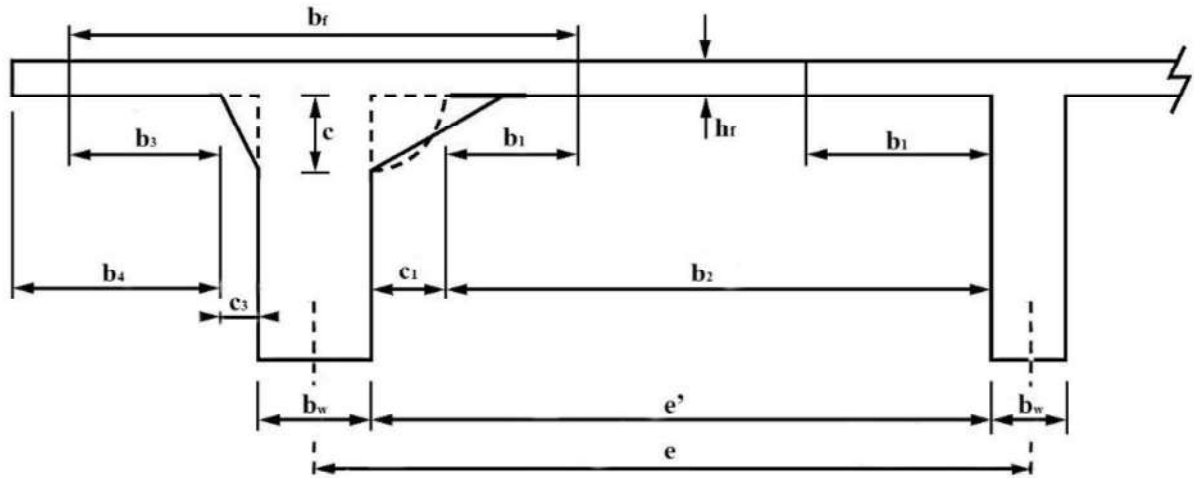
Fonte: O autor.

A.5 – EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE PONTES DE CONCRETO ARMADO

A.5.1 – Largura colaborante

O comportamento conjunto da laje e da viga é considerado através de uma largura colaborante das lajes associadas à viga, formando uma seção T. Na Figura 0.11 é representada um esquema genérico da largura colaborante a ser adotada.

Figura 0.11 - Esquemática da largura colaborante.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Na Tabela 0.30 são apresentados os limites máximos das dimensões adotadas para a composição da largura colaborante, medida para cada lado, a partir do eixo da nervura, conforme cada norma.

Tabela 0.30 – Largura colaborante.

Norma	c_1 ou c_3	b_1	b_3	Observações
NB 1 (1940) NB 1 (1943) NB 1 (1946) NB 1 (1950)	$\leq 3 \cdot h_f$	$\leq k \cdot h_f$		$\frac{b_f}{2} \leq \begin{cases} 0,5 \cdot e \\ 0,25 \cdot \ell' \\ 0,5 \cdot b_w + c_1 + k \cdot h_f \end{cases}$
NB 1 (1960)	$\leq 3 \cdot h_f$	-	-	$\frac{b_f}{2} \leq \frac{b_w}{2} + \frac{e'}{2 \cdot \sqrt{1 + 25 \cdot (e'/a)^2}}$
NB 1 (1978) ABNT NBR 6118 (1980)	$\leq c$	$\leq \begin{cases} 0,10 \cdot a \\ 8 \cdot h_f \\ 0,5 \cdot b_2 \end{cases}$	$\leq \begin{cases} 0,10 \cdot a \\ 6 \cdot h_f \end{cases}$	-
ABNT NBR 6118 (2003) ABNT NBR 6118 (2007) ABNT NBR 6118 (2014)	$\leq c$	$\leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,10 \cdot a \end{cases}$	$\leq \begin{cases} b_4 \\ 0,10 \cdot a \end{cases}$	-

Notas: $k = 1$ para vigas isoladas; $k = 4,5$ para vigas de extremidade; $k = 6$ para vigas intermediárias; $a = \ell$ para vigas simplesmente apoiadas; $a = 0,75 \cdot \ell$ para tramo com momento em uma só extremidade; $a = 0,60 \cdot \ell$ para tramo com momento nas duas extremidade; $a = 2 \cdot \ell$ para vigas em balanço; ℓ' é o vão livre da viga.

Fonte: O autor.

Para vigas de extremidade, a largura colaborante (b_f) pode ser calculada pela Equação 0.28.

$$b_f = b_w + b_1 + b_3 + c_1 + c_3 \quad 0.28$$

A.5.2 – Hipóteses simplificadoras de cálculo

Durante a vigência da NB 1 (1940), o cálculo de peças submetidas a esforços de flexão simples ou composta podia ser feito nos estádios II e III. Para as peças calculadas no estádio II, era suposto:

- A resistência do concreto à tração nula, exceto quando a máxima tensão de tração não ultrapassar 25% da máxima tensão de compressão na mesma seção transversal (a armadura deve ser capaz de resistir, em qualquer caso, a todos os esforços de tração);
- Deformações proporcionais à distância a linha neutra (seção plana e distribuição linear de deformação na seção transversal);
- Concreto com módulo de elasticidade quinze vezes menor que o do aço, ambos constantes.

Para estruturas não sujeitas a vibrações ou choques, era permitido o dimensionamento de peças solicitadas à flexão simples no estádio III (função da carga de ruptura) desde que o coeficiente de segurança não fosse inferior a dois. Além das hipóteses acima, era suposto:

- Ruptura do concreto quando as tensões atingirem, simultaneamente, o limite de escoamento no aço e três quartos da resistência à compressão no concreto;
- Distribuição uniforme das tensões de compressão no concreto.

Com a publicação da NB 1 (1960), para peças solicitadas à flexão simples ou composta, era permitido o cálculo no estádio III (função da carga de ruptura), com os devidos coeficientes de segurança, e no estádio II, com as tensões admissíveis. As hipóteses de cálculo no estádio II são as mesmas da NB 1 (1940). Para o cálculo no estádio III, desde que não se tome valores de tensão mínima de ruptura do concreto à compressão (σ_R) superiores a 22 MPa, era suposto:

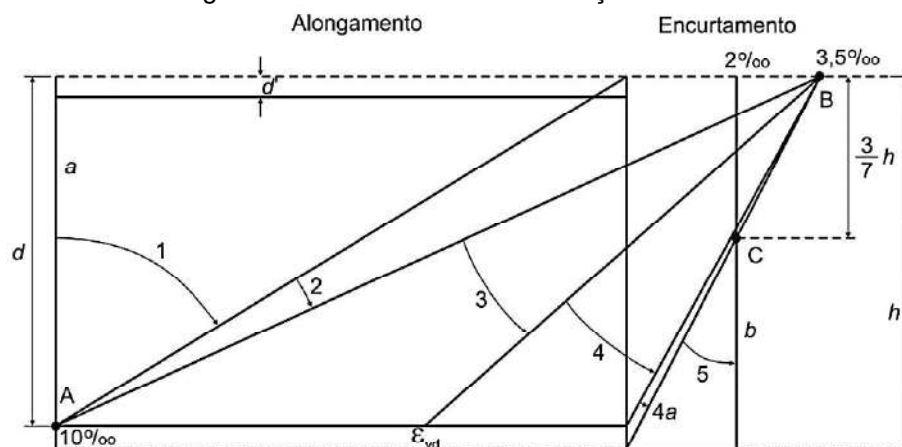
- Resistência à tração do concreto nula;
- Ruptura quando a tensão de compressão do concreto, admitida uniformemente distribuída, atingir σ_R ;
- Deformações proporcionais à distância à linha neutra;
- Encurtamento de ruptura convencional do concreto de 0,15%;

- Tensão na armadura de tração constante a partir da tensão de escoamento real ou convencional;
- Tensão na armadura de compressão, na ruptura, igual ao limite correspondente à deformação total de 0,2‰ (σ'_e), desde que a distância do centro de gravidade da armadura à borda comprimida seja no máximo igual à metade da distância da linha neutra à mesma borda;

A partir da publicação da NB 1 (1978), as peças passaram a ser calculadas pelo Método dos Estados Limites. Para o Estado Limite Último, nos casos de flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, e de compressão ou tração uniforme, tem-se as seguintes hipóteses simplificadoras:

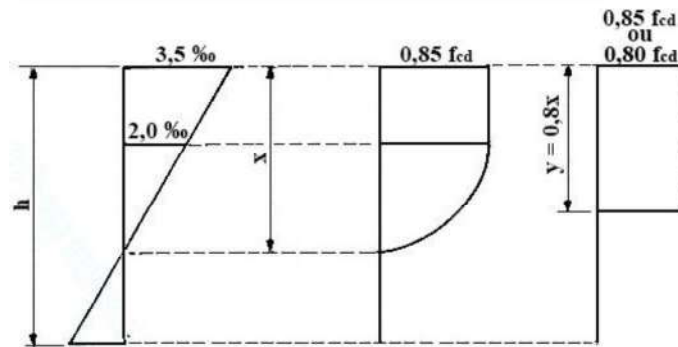
- Seções transversais permanecem planas, e todos os possíveis domínios de deformação estão representados na Figura 0.12;
- A fim de prevenir deformação plástica excessiva, o máximo alongamento permitido ao longo da armadura de tração é de 10‰ (domínios 1 e 2);
- Um diagrama parábola-retângulo representa a distribuição de tensões do concreto na seção, sendo permitida a sua substituição por um diagrama retangular de altura $0,8 \cdot x$, conforme a Figura 0.13.
- Resistência à tração do concreto é desprezada;
- A tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada de acordo com as alíneas anteriores e obtida no diagrama tensão-deformação.

Figura 0.12 - Domínios de deformação no ELU.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2007).

Figura 0.13 - Distribuição de tensões no concreto.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (1980).

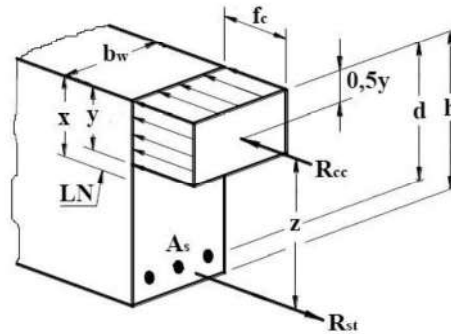
A.5.3 – Artíficos de cálculo

A.5.3.1 – Flexão

O diagrama parábola-retângulo que representa a distribuição das tensões de concreto na seção pode ser substituído por um diagrama retangular, desde que a resultante de compressão do concreto seja a mesma do diagrama real. Pfeil (1969) utilizava um diagrama retangular de altura $y = 0,75 \cdot x$, onde x é a altura da linha neutra, enquanto após a publicação da NB 1 (1978) esse valor passou a constar em norma e igual $0,8 \cdot x$, para concretos com f_{ck} de até 50 MPa, conforme indicado na Figura 0.13.

Em situações em que o elemento esteja solicitado por um momento fletor negativo, ou por um momento fletor positivo, no qual a linha neutra passa pela mesa, dimensiona-se o elemento como uma seção retangular. O dimensionamento pode ser feito através do equilíbrio de forças entre a resultante das tensões de compressão no concreto (R_{cc}) e a resultante das tensões de tração na armadura (R_{st}), conforme representado pela Figura 0.14.

Figura 0.14 - Distribuição de tensões de compressão no concreto segundo o diagrama retangular simplificado.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2020).

Da Equação 0.29 até a 0.33 é mostrado como pode ser calculado os parâmetros necessários ao dimensionamento da seção retangular. De acordo com Pfeil (1983), a Equação 0.34 representa um critério, determinado por pesquisadores russos, que é aplicável a uma seção de forma qualquer para que a armadura tracionada escoe antes da ruptura do concreto.

$$R_{cc} = f_c \cdot y \cdot b_w \quad 0.29$$

$$R_{st} = f_s \cdot A_s \quad 0.30$$

$$M_{Rd} = R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z \quad 0.31$$

$$M_{Rd} = f_c \cdot y \cdot b_w \cdot (d - 0,5 \cdot y) \quad 0.32$$

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_s \cdot (d - 0,5 \cdot y)} \quad 0.33$$

$$M_{Rd} \leq 0,75 \cdot f_c \cdot S_0 \quad 0.34$$

onde,

f_c – Resistência à compressão do concreto, conforme a Tabela 0.31;

f_s – Resistência ao escoamento à tração da armadura;

z – Braço de alavanca entre as resultantes;

d – Altura útil;

b_w – Largura da viga;

A_s – Área da armadura de tração;

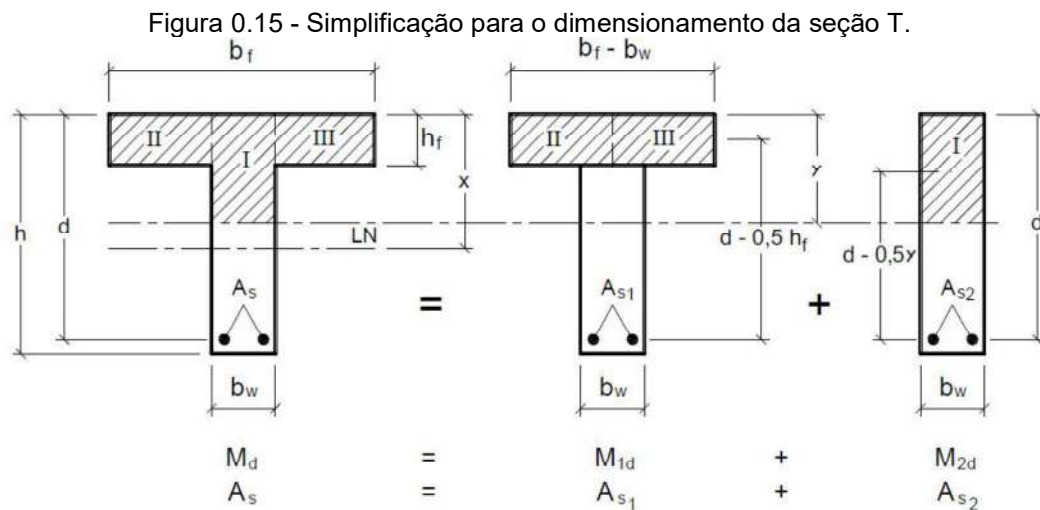
S_0 – Momento estático da seção de altura d em relação a armadura tracionada.

Tabela 0.31 - Resistência à compressão do concreto, de acordo com cada norma.

Norma	Resistência à compressão do concreto (f_c)
NB 1 (1940)	$f_c = \bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c28}}{C.S.}$
NB 1 (1943)	
NB 1 (1946)	
NB 1 (1950)	
NB 1 (1960)	$f_c = \bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_R}{C.S.}$
NB 1 (1978)	$f_c = \sigma_{cd} = \alpha_c \cdot f_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
ABNT NBR 6118 (1980)	
ABNT NBR 6118 (1980)	
ABNT NBR 6118 (1980)	

Fonte: O autor.

Segundo Pfeil (1983), o caso mais geral é quando a linha neutra passa pela alma da seção transversal. Bastos (2020) diz que para simplificar a dedução das equações, subdivide-se a seção em duas seções equivalentes, conforme a Figura 0.15



Fonte: Adaptado de BASTOS (2020).

Da Equação 0.35 até a 0.40 é mostrado como pode ser calculado os parâmetros necessários ao dimensionamento da seção T.

$$M_{Rd} = M_{Rd1} + M_{Rd2} \quad 0.35$$

$$M_{Rd1} = f_c \cdot h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \quad 0.36$$

$$M_{Rd1} + M_{Rd2} \leq 0,75 \cdot f_c \cdot S_0 \quad 0.37$$

$$y < 0,5 \cdot d \quad 0.38$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Rd1}}{f_s \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)} \quad 0.39$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Rd2}}{f_s \cdot (d - 0,5 \cdot y)} \quad 0.40$$

onde,

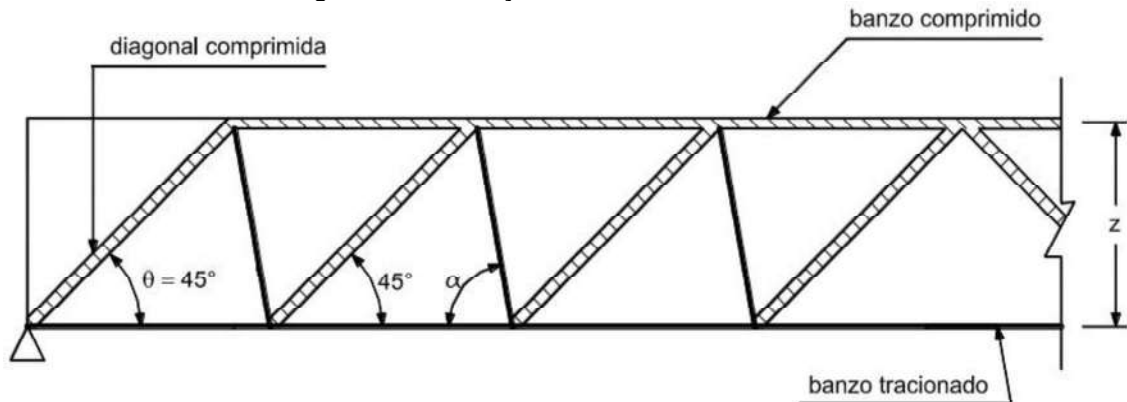
h_f – Espessura da mesa colaborante.

A.5.3.2 – Cisalhamento

Até a publicação da ABNT NBR 6118 (1980) não se especificava modelos de dimensionamento e de verificação de peças solicitadas por esforço cortante. Apenas verificava-se a tensão de cisalhamento no concreto que era, por sua vez, atrelada à presença de armaduras para resistir todos os esforços de tração provenientes do cisalhamento.

A ABNT NBR 6118 (1980) especificava a teoria clássica de Morsch (Figura 0.16) para o cálculo da armadura transversal de peças lineares. A tensão convencional de cisalhamento no concreto (τ_{wd}), na alma da peça, também era verificada, de modo a impedir que o esmagamento das bielas ocorra antes do escoamento da armadura transversal.

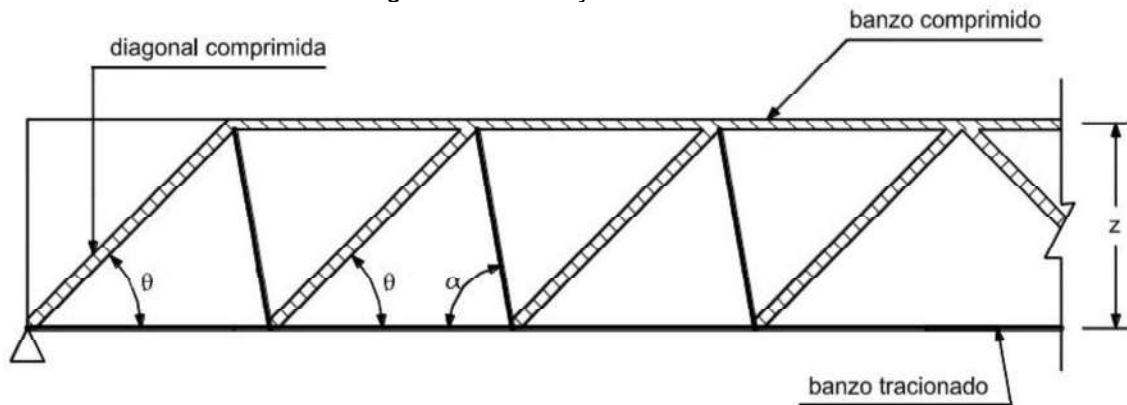
Figura 0.16 - Treliça Clássica de Ritter-Mörsch.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2021).

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da compressão diagonal do concreto e o cálculo da armadura passaram a ser feitos segundo dois modelos, o Modelo I, que admite a treliça clássica de Ritter-Mörsch (Figura 0.16), e o Modelo II, que admite a treliça generalizada (Figura 0.17).

Figura 0.17 - Treliza Generalizada.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2021).

Durante a vigência da NB 1 (1978) e da ABNT NBR 6118 (1980), a verificação das bielas comprimidas de concreto era feita apenas pela verificação da tensão de cisalhamento, conforme a Equação 0.41.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \quad 0.41$$

onde,

τ_{wd} – Tensão convencional de cisalhamento de cálculo na alma da peça, obtida a partir da teoria de flexão de vigas;

τ_{wu} – Valor último da tensão convencional de cisalhamento na alma da peça.

Após a publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da compressão diagonal do concreto passou a ser feita pelos Modelos I e II, sendo que o Modelo I considera uma inclinação das diagonais de compressão (θ) fixa de 45° , já o Modelo II a inclinação pode ser arbitrada livremente entre 30° e 45° . A parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_c) é admitida constante no Modelo I, e para o Modelo II admite-se que essa parcela sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Para o Estado Limite Último, a verificação da compressão diagonal do concreto é tida quando obedecida a Equação A.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad 0.42$$

onde,

V_{sd} – Força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, conforme a Tabela 0.32.

Tabela 0.32 - Verificação da compressão diagonal do concreto a partir da ABNT NBR 6118 (2003).

Modelo	V_{Rd2}
I	$0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
II	$0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$

Notas: $\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ com f_{ck} em MPa; α é a inclinação da armadura transversal.

Fonte: O autor.

Pfeil (1969) indicava que o dimensionamento das armaduras transversais podia ser feito pela Treliça Clássica de Mörsch, a qual considera uma inclinação de 45° para as bielas comprimidas de concreto. Aplicando os esquemas da treliça clássica e admitindo $z \cong 0,9 \cdot h$, obtém-se a porcentagem geométrica de armadura transversal (ω_t), expressa pela Equação 0.43.

$$\omega_t = 1,10 \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_e} \quad 0.43$$

onde,

τ_u – Tensão convencional de cisalhamento na ruptura, conforme a Equação 0.44;

σ_e – Tensão de escoamento do aço.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_w \cdot h} \quad 0.44$$

onde,

T_u – Esforço cortante último.

Pfeil (1978) admitia $z = d/1,15$, portanto, a porcentagem geométrica da armadura transversal (ω_t), segundo a treliça clássica de Mörsch, para estribos verticais é dada pela Equação 0.45.

$$\omega_t = 1,15 \cdot \frac{\tau_{0d}}{f_s} \quad 0.45$$

onde,

τ_{0d} – Tensão convencional média de cisalhamento no estado-limite de projeto, conforme a Equação 0.46;

$f_s = f_{yd}$ – Resistência de cálculo da armadura transversal.

$$\tau_{0d} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad 0.46$$

Para armaduras inclinadas, obtém-se a Equação 0.47.

$$A_{t\alpha} = \frac{A_{t90}}{(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad 0.47$$

onde,

α – Inclinação da armadura transversal.

Durante a vigência da NB 1 (1978) e da ABNT NBR 6118 (1980), o cálculo da armadura transversal necessária era feito determinando-se a tensão na armadura transversal (τ_d), obtida deduzindo-se uma parcela devido a contribuição do concreto na capacidade de absorver essas tensões (τ_c), conforme Equações 0.48 e 0.49. A Equação é válida para os casos de flexão simples.

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad 0.48$$

$$\tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad 0.49$$

Tabela 0.33 - Coeficiente de ponderação da contribuição do concreto na capacidade de absorver tensões de cisalhamento.

Coeficiente de ponderação	ψ_1
$\rho_1 \leq 0,001$	0,07
$\rho_1 \geq 0,015$	0,14
$0,001 < \rho_1 \leq 0,015$	Interpolar linearmente

Fonte: O autor.

onde,

ρ_1 – Menor taxa da armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2 \cdot h$ a parti da face do apoio.

A tensão na armadura não pode ultrapassa f_{yd} no caso de estribos e $0,7 \cdot f_{yd}$ no caso de barras dobradas, não se tomando valores superiores a 435 MPa.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), o cálculo da armadura transversal passou a ser feita pelos Modelos de cálculo I e II. Para o Estado Limite Último, de peças solicitadas à flexão simples com a linha neutra cortando a seção, tem-se o cálculo da armadura transversal, conforme a Equação A e a Tabela 0.34.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad 0.50$$

onde,

V_{Rd3} – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal.

V_c – Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (Tabela 0.34);

V_{sw} – parcela resistida pela armadura transversal (Tabela 0.34).

Tabela 0.34 - Cálculo da armadura transversal a partir da ABNT NBR 6118 (2003).

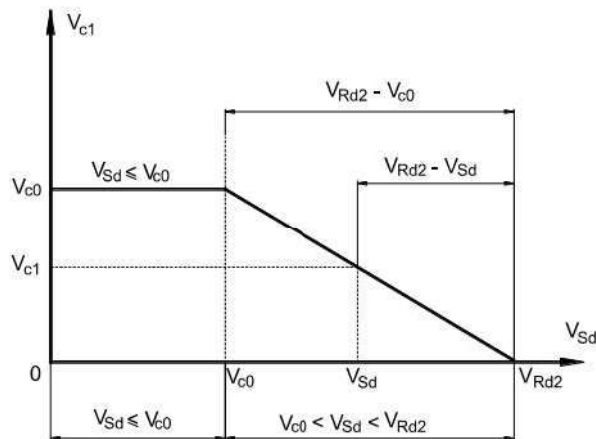
Modelo	V_c	V_{sw}
I	$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)$
II	$V_c = V_{c1}$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \cdot \text{sen } \alpha$

Notas: $f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$; $f_{ywd} = f_{yd} \leq 435$ MPa para estribos; $f_{ywd} = 0,7 \cdot f_{yd} \leq 435$ MPa para barras dobradas.

Fonte: O autor.

O Modelo II admite uma redução da parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (V_c) com o aumento de V_{Sd} , conforme a Figura 0.18.

Figura 0.18 - Demonstração da variação de V_{c1} com V_{Sd} .



Fonte: BASTOS (2021).

Na Tabela 0.35 é mostrado o resumo dos critérios de verificação das tensões no concreto e de cálculo da armadura, conforme normas e autores.

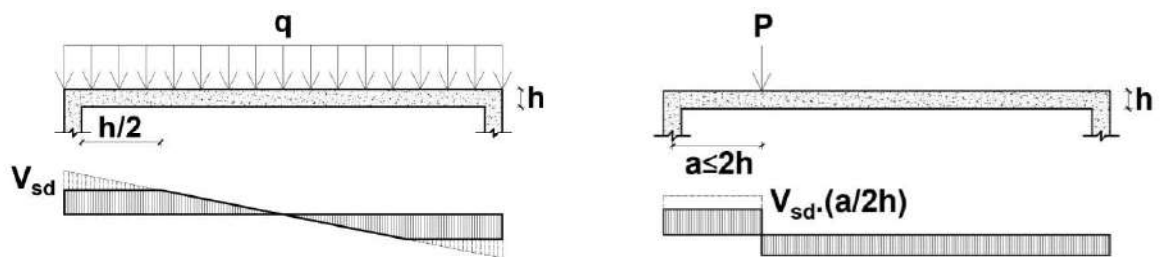
Tabela 0.35 - Verificação das tensões no concreto e cálculo da armadura transversal.

Norma ou autor	Verificação das tensões no concreto	Cálculo da armadura
NB 1 (1940) NB 1 (1943) NB 1 (1946) NB 1 (1950)	$\tau \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_{c28}}{C.S.}$	-
NB 1 (1960)	$\sigma_I = \frac{\sigma_R}{C.S.}$	-
PFEIL (1969)	-	$\omega_t = 1,10 \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_e}$
PFEIL (1978)	-	$\omega_t = 1,15 \cdot \frac{\tau_{0d}}{f_s}$
NB 1 (1978) ABNT NBR 6118 (1980)	$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$	$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0$
ABNT NBR 6118 (2003) ABNT NBR 6118 (2007) ABNT NBR 6118 (2014)	$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$	$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$

Fonte: O autor.

Para o cálculo da armadura transversal, a NB 1 (1978) permitia a redução do esforço cortante em seções próximas aos apoios em casos em que a carga e a reação de apoio estão aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-as. Na Figura 0.19 é apresentado a redução da força cortante oriundas de uma carga distribuída e de uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2h$ do centro do apoio.

Figura 0.19 - Redução do esforço cortante em regiões próximas aos apoios.



A – Força cortante oriunda de carga distribuída B – Força cortante oriunda de carga concentrada
Fonte: O autor.

Manteve-se esse critério de redução do esforço cortante a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), porém o termo referente à altura total da seção transversal (h) foi trocado pelo termo referente à altura útil (d).

A.5.4 – Fadiga

Antes da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a fadiga no concreto era verificada a partir de recomendações de alguns autores ou por meio de normas internacionais. A fadiga na armadura passiva era tratada em normas internacionais e

em normas nacionais que tratavam de barras e fios de aço para peças de concreto armado.

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003) as ações de fadiga de média e baixa intensidade (número de repetições até $2 \cdot 10^6$ de ciclo) passaram a ser tratadas. Considera-se uma única intensidade de solicitação para a verificação da fadiga, expresso pela combinação frequente de ações.

Permite-se o cálculo no estágio II das tensões decorrentes da flexão composta, desprezando a resistência à tração do concreto. Os modelos I e II devem ser utilizados para o cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas, com redução da contribuição do concreto conforme a Tabela 0.36.

Tabela 0.36 - Cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas.

Modelo	Redução da contribuição do concreto (V_c)	Correção da inclinação das diagonais de compressão (θ)
I	$0,5 \cdot V_c$	-
II	$0,5 \cdot V_c$	$\text{tg } \theta_{\text{cor}} = \sqrt{\text{tg } \theta} \leq 1$

Fonte: O autor.

Ainda deve-se adotar os valores das Equações 0.51 e 0.52.

$$\gamma_f = \gamma_s = 1,0 \quad 0.51$$

$$\gamma_c = 1,4 \quad 0.52$$

A.5.4.1 – Concreto

A verificação da fadiga do concreto em compressão, a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), é satisfeita quando obedecida a condição das Equações 0.53 e 0.54.

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,\text{máx}} \leq f_{cd,\text{fad}} = 0,45 \cdot f_{cd} \quad 0.53$$

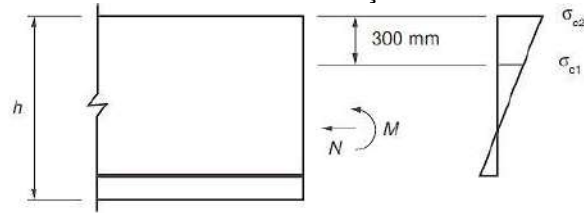
$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot (|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)} \quad 0.54$$

onde,

σ_{c1} – Menor tensão de compressão em módulo, a uma distância não maior do que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas (Figura 0.20);

σ_{c2} – Maior tensão de compressão em módulo, a uma distância não maior do que 300 mm da face sob a mesma combinação de carga usada para o cálculo $|\sigma_{c1}|$ (Figura 0.20).

Figura 0.20 - Menor e maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de cargas.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2003).

A verificação da fadiga do concreto em tração, a partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), é satisfeita se obedecida a condição da Equação 0.55.

$$\gamma_f \cdot \sigma_{ct,m\acute{a}x} \leq f_{ctd,fad} = 0,3 \cdot f_{ctd,inf} \quad 0.55$$

A.5.4.2 – Armadura

Durante a vigência da EB 3 (1967), limitava-se a amplitude das variações de tensões na armadura em função da curvatura da armadura. O cálculo da variação de tensões era feito no estágio II, com a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (α_e) de 7,5 ou 15, considerando-se neste último caso, apenas a metade das tensões de compressão que possam ocorrer na armadura em virtude de alternância do sentido dos momentos fletores.

No cálculo baseado na ruptura (Estádio III) de peças solicitadas à flexão simples, considerava-se atendidas as exigências de fadiga quando se multiplicava as áreas das seções de armadura de tração calculadas pelos coeficientes indicados nas Equações 0.56 e 0.57.

$$\frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \quad 0.56$$

$$\frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \quad 0.57$$

onde,

M_1 – Maior momento fletor em valor absoluto;

M_2 – Menor momento fletor em valor absoluto;

Q_1 – Maior força cortante em valor absoluto;

Q_2 – Menor força cortante em valor absoluto;

σ_e – Tensão de escoamento do aço;

σ_1 – Depende do tipo de armadura (Tabela 0.37).

Tabela 0.37 – Valores de σ_1 conforme a EB 3 (1967).

Tipo de armadura	σ_1 (MPa)
Barras retas ou curvadas ¹	$\frac{360}{\psi}$
Estribos ou barras curvadas ²	$\frac{280}{\psi}$

Notas: ¹ Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 0.38; ² Eixos com raios de curvatura menores que os indicados na Tabela 0.38; $\psi = 1$ para pontes rodoviárias com tráfego preponderante de veículos de carga pesados; ; $\psi = 0,75$ para as demais pontes.

Fonte: O autor.

Tabela 0.38 - Limite inferior do raio de curvatura interno de uma barra curvada conforme a EB 3 (1967).

Categoria	Raio de curvatura interno
CA-40	$\geq 12 \cdot \phi$
CA-50	$\geq 15 \cdot \phi$
CA-60	$\geq 18 \cdot \phi$

Fonte: O autor.

Havendo a alternância de esforços, obedecer às Equações 0.58 e 0.59.

$$M_1 = 0,5 \cdot M_2 \quad 0.58$$

$$Q_2 = 0 \quad 0.59$$

A partir da publicação da ABNT NBR 6118 (2003), a verificação da fadiga na armadura passiva se dá satisfeita se obedecida a Equação 0.60.

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad} \quad 0.60$$

A.6 – CONSIDERAÇÕES PARCIAIS

Esse estudo apresentou e comparou critérios normativos para o dimensionamento e verificação de longarinas de concreto armado desde a publicação da primeira norma brasileira destinada ao projeto de estruturas de concreto armado, a NB 1 (1940). De modo adicional, abordou critérios e artifícios de cálculo que alguns autores utilizavam em cada época.

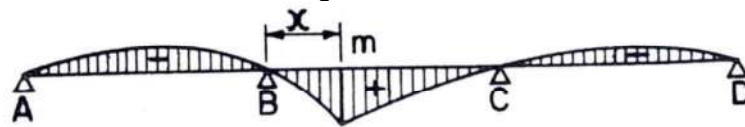
A partir desse estudo realizado, pode-se comentar que, apesar de os esforços terem aumentado consideravelmente, no que tange às cargas móveis e à consideração dos seus efeitos dinâmicos, observa-se por outro lado, que as pontes

têm resistido a esses carregamentos, do contrário, a mídia estaria noticiando um grande número de tragédias de ruínas de pontes antigas, fato raramente observado. Isso sem comentar a degradação que essas estruturas sofrem devido à ação do tempo e a formação de patologias. Essa constatação leva à formulação de uma hipótese que pode nortear esse estudo nas etapas posteriores de que “Existe uma reserva estrutural em algumas pontes antigas, no que tange à capacidade portante”. Essa hipótese foi levantada considerando as seguintes ponderações, e que deverão ser verificadas em etapas posteriores, por meio de estudos de caso reais:

- **Resistencia dos materiais:** As resistências dos materiais aço e concreto eram consideradas por meio de tensões admissíveis ou tensões resistentes demasiadamente conservadoras em relação aos valores que eles realmente resistem e aos valores adotados atualmente. Essa diferença pode indicar uma reserva de resistência do material existente nas pontes quando estas forem analisadas por meio da normatização atual.
- **Efeito das cargas móveis:** Para as pontes mais antigas, as cargas móveis tinham valores reduzidos, em relação aos valores atuais. Em contrapartida, eram considerados coeficientes majoradores das ações superiores aos considerados atualmente, como por exemplo um coeficiente majorador de 2,0 para carga móvel, como indicava a NB 2 (1961). Isso pode conduzir a uma reserva de resistência quando comparada às solicitações conforme indicado na normatização atual e quando forem analisadas situações especiais de EVE's para AET's.
- **Dimensionamento à força cortante:** Até a norma de NB 1 (1978) não era considerada a contribuição dos mecanismos auxiliares do concreto em relação ao modelo de treliça, sendo necessário a disposição de armaduras para resistir a todo o esforço cortante. Isso conduzia a uma taxa armadura transversal superior ao que é praticado atualmente, em que essa taxa de armadura é reduzida pela contribuição da parcela V_c , conforme ABNT NBR 6118 (2014). Além disso, era verificada apenas a tensão de cisalhamento na alma da viga de concreto e não as tensões nas bielas de compressão. Com isso, pontes projetadas antes de 1978 devem possuir uma reserva de resistência ao esforço cortante, por terem sido detalhadas com elevadas taxas de armadura transversal.

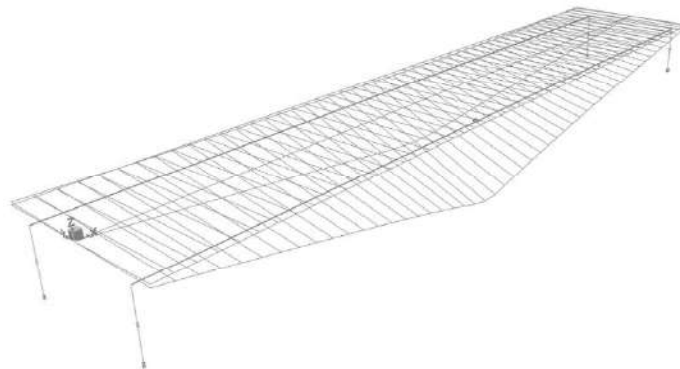
- Dimensionamento à flexão:** A obtenção das envoltórias de esforços de momento fletor e força cortante eram feitas a partir de linhas de influência teóricas, obtidas a partir da teoria das estruturas. Era considerado um trem-tipo transversal ao eixo do tabuleiro para, posteriormente, considerar um trem-tipo longitudinal, com a laje apoiada sobre as longarinas. Isso conduzia a linhas de influência teóricas em que os vértices indicavam o efeito máximo da solicitação, conforme indicado na Figura 0.21. Por outro lado, sabe-se que os tabuleiros das pontes possuem um comportamento de grelha altamente hiperestática, com longarinas engastadas na laje, o que conduz não mais a linhas e sim superfícies de influência com picos suavizados, como mostra a análise de elementos finitos indicada na Figura 0.22. Essa diferença entre o vértice teórico e a suavização traz consigo uma reserva de capacidade portante dessas pontes antigas que foram projetadas conforme a teoria das estruturas, sem auxílio de modelos robustos em elementos finitos.

Figura 0.21 - Linha de influência teórica do Momento Fletor na seção que dista x do apoio B de uma viga contínua.



Fonte: PFEIL (1985).

Figura 0.22 - Superfície de influência teórica do Momento Fletor, na seção do centro de vão, de uma das duas longarinas biapoiadas de um tabuleiro de ponte.



Fonte: O autor.

A ABNT NBR 7187 (2021) recomenda que, para situações de estruturas existentes que não existam projetos originais executivos e sem detalhes construtivos existentes, o projeto deve ser reconstituído utilizando critérios, recomendações e normas da época de sua construção e verificado, em seguida, para as condições

atuais de esforços e normas vigentes. Nota-se que os objetivos desse estudo estão em consonância com a normatização mais recente, podendo contribuir fortemente para estudos futuros.

Na etapa seguinte, serão elaboradas planilhas automatizadas para estimar as armaduras longitudinal e transversal presentes nas longarinas de pontes de concreto armado e para verificar a segurança conforme critérios e modelos da normatização vigente.

Em uma etapa seguinte, serão incorporados a essa planilha, modelos e metodologias de degradação da estrutura disponíveis na literatura, a fim de se considerar o envelhecimento e a perda de capacidade portante da estrutura.

Esse estudo será então verificado por meio de estudos de caso em pontes reais, envolvendo inspeções e ensaios não destrutivos, bem como a completa análise estrutural, por meio de modelagem numérica em elementos finitos.

A.7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **EB 3 - Barras de Aço Destinadas a Armaduras de Peças de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1939.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1943.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1946.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1950.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1960.

ABNT. **NB 1 - Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1978.

ABNT. **NB 2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1946.

ABNT. **NB 2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1950.

ABNT. **NB 2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1961.

ABNT. **NB 2 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1970.

ABNT. **NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária.** Rio de Janeiro, 1946.

ABNT. **NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária.** Rio de Janeiro, 1950.

ABNT. **NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária.** Rio de Janeiro, 1960.

ABNT. **NB 6 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre.** Rio de Janeiro, 1982.

ABNT. **NBR 12655 - Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle, Recebimento e Aceitação - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015.

ABNT. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

ABNT. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

ABNT. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ABNT. **NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1980.

ABNT. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

ABNT. **NBR 7187 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado.** Rio de Janeiro, 1982.

ABNT. **NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e Concreto Protendido - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

ABNT. **NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e Concreto Protendido - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2021.

ABNT. **NBR 7187 - Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido.** Rio de Janeiro, 1987.

ABNT. **NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre.** Rio de Janeiro, 1984.

ABNT. **NBR 7188 - Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. **NBR 7480 - Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado - Especificação.** Rio de Janeiro, 2007.

ABNT. **NBR 7480 - Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT. **NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2019.

ANDRADE, R. G. M. **Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em concreto armado: Um estudo de caso**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: ABNT, 1940.

BASTOS, P. C. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Apostila do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista – *Campus* de Bauru/SP, 2021.

BASTOS, P. C. **Flexão simples – Vigas**. Apostila do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista – UNESP, *Campus* de Bauru/SP, 2020.

CARNEIRO, A. L; BITTENCOURT, T. N. Coeficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros. In: X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2018, Rio de Janeiro. Anais do X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. Resolução nº 211. Requisitos necessários à circulação de Combinações de Veículo de Carga – CVC, a que se referem os arts. 97, 99 e 314 do Código de Trânsito Brasileiro – CTB. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Resolução DN nº 1 de 8 de janeiro de 2021. Estabelece normas sobre o uso de rodovias federais por veículos ou combinações de veículos e equipamentos, destinados ao transporte de cargas indivisíveis e excedentes em peso ou dimensões, observados os limites e os requisitos estabelecidos pelo Conselho Nacional de Trânsito. Diário Oficial da União. 2021.

EL DEBS, M. K. et al. **Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as obras de arte da rede viária do DER-SP**. São Carlos: EESC-USP, 2001. (Relatório Técnico).

EL DEBS, M.K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto armado**. Apostila do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos, 2010.

MENDES, P. T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2009.

MENDES, P. T. C.; MOREIRA, M. L. T.; PIMENTA, P. M. Pontes de concreto armado: efeitos da corrosão e da variação do módulo de elasticidade do aço. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 3, p. 388-419, jun. 2013.

OLIVEIRA, C. B. L. ; CALIXTO, J. M. F. Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado - Estudo de Caso. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014, Rio de Janeiro. Anais do VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014.

PFEIL, W. **Concreto armado – Dimensionamento**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1969.

PFEIL, W. **Concreto armado – Dimensionamento**. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1976.

PFEIL, W. **Concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1978.

PFEIL, W. **Concreto armado**. Volume 1. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1984.

PFEIL, W. **Concreto armado**. Volume 2. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

PFEIL, W. **Concreto armado**. Volume 3. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1989.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Volume 1. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1985.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Volume 2. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

VITÓRIO, J. A. P. Uma contribuição ao estudo da avaliação da segurança de pontes existentes. **Revista Engenharia Estudo e Pesquisa**, v. 15, n. 2, p. 03-13, jul./dez. 2015.

APÊNDICE B – PONTE SOBRE O RIBEIRÃO TEIXEIRAS

B.1 – INSPEÇÕES E VISTORIAS

B.1.1 – Descrição da ponte

A Ponte sobre o Ribeirão Teixeira (Figura 0.1), localizada no km 610 da BR 120 no município de Teixeiras/MG, tem 32 m de comprimento distribuídos em um vão de 20,0 m e dois balanços de 6,0 m, ambos possuindo 10,0 m de largura. Quanto ao sistema estrutural, é classificado como ponte em viga, possuindo todos os elementos de concreto armado moldados *in loco*.

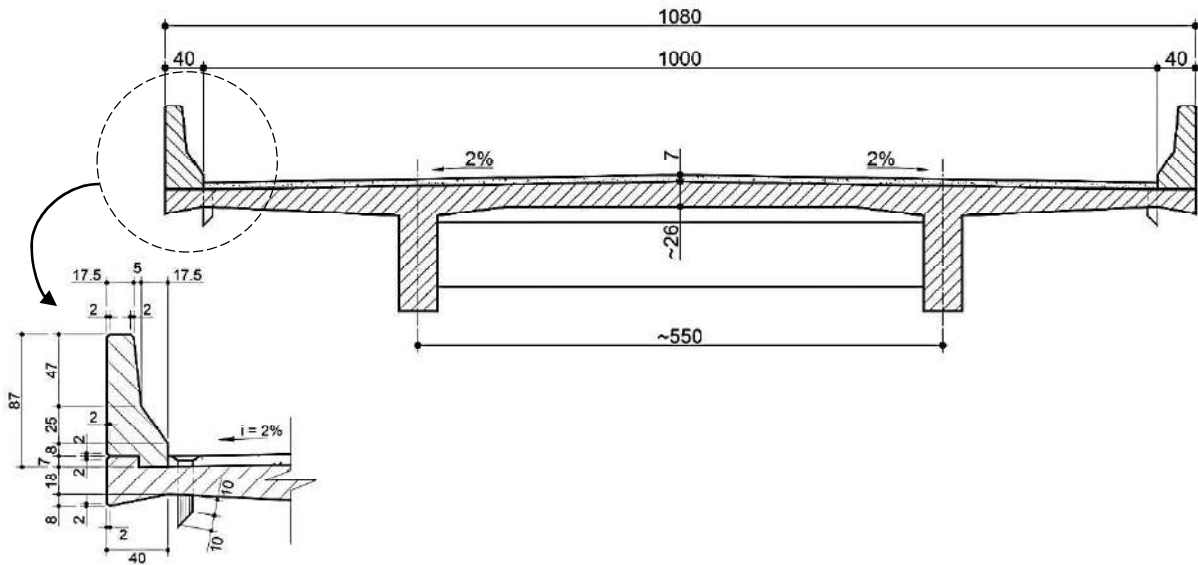
Figura 0.1 – Viaduto de Coimbra.



Fonte: O autor.

Devido à presença de defensas do tipo *New Jersey*, e conforme o IPR 709 (DNIT, 2004), estima-se que a ponte teria sido projetada entre os anos de 1975 e 1985 (Figura 0.2).

Figura 0.2 – Seção transversal típica de pontes projetadas de 1975 a 1985.



Fonte: Adaptado de IPR 709 (2004).

B.1.2 – Condição geral da ponte

A estrutura apresenta algumas fissuras na laje e nas longarinas, porém existem vários problemas relacionados a má execução da obra, como por exemplo o cobrimento insuficiente das armaduras, com isso, a estrutura não se encontra em boa condição de conservação. Nas Figura 0.3 e a Figura 0.4 são mostradas algumas vistas da estrutura, indicando o aspecto geral da construção.

Figura 0.3 – Vista inferior da ponte de Teixeira.



Fonte: O autor.

Figura 0.4 - Vistas laterais do viaduto de Coimbra.



A – Vista lateral 01



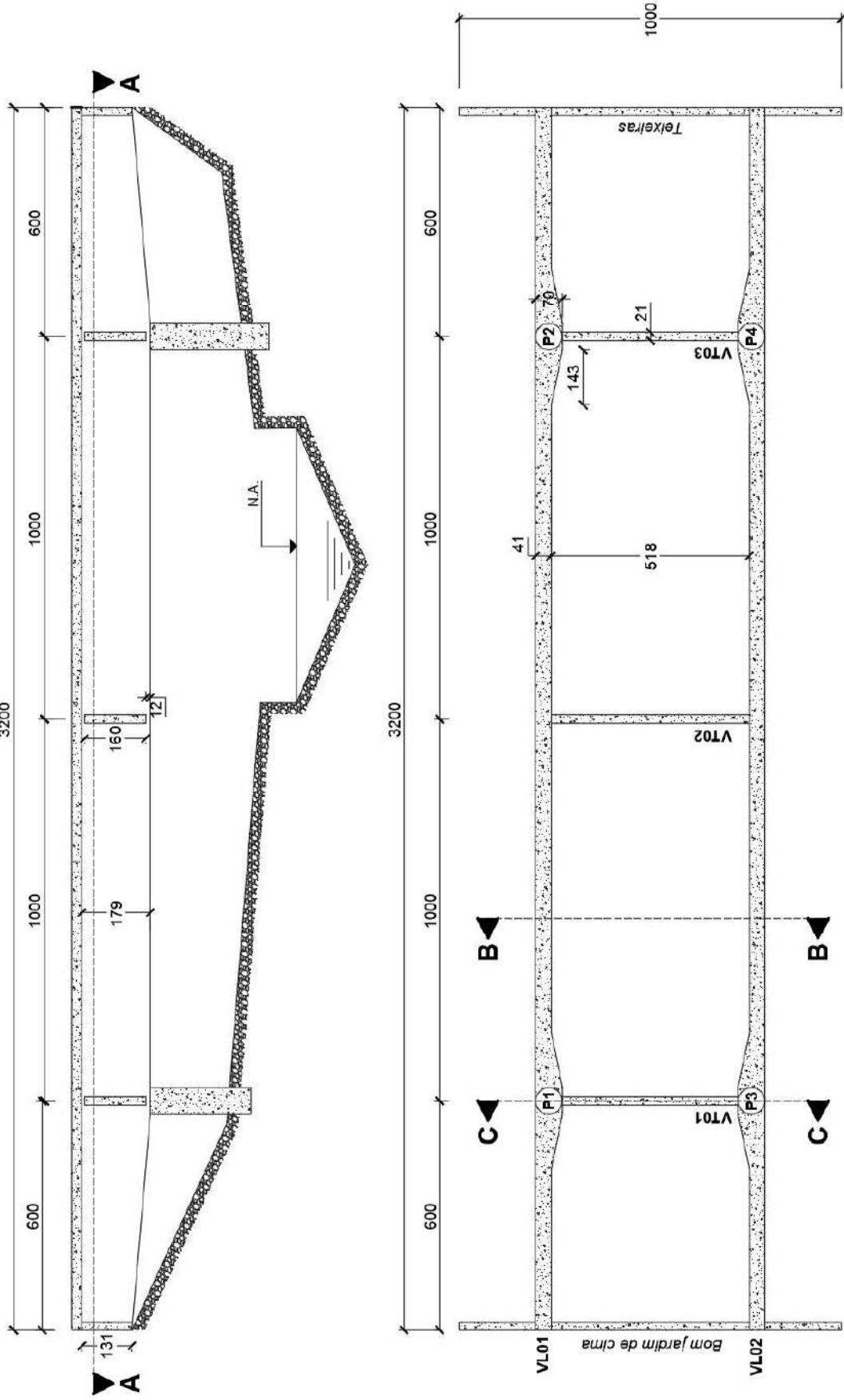
B – Vista lateral 02

Fonte: O autor.

B.1.3 – As Built

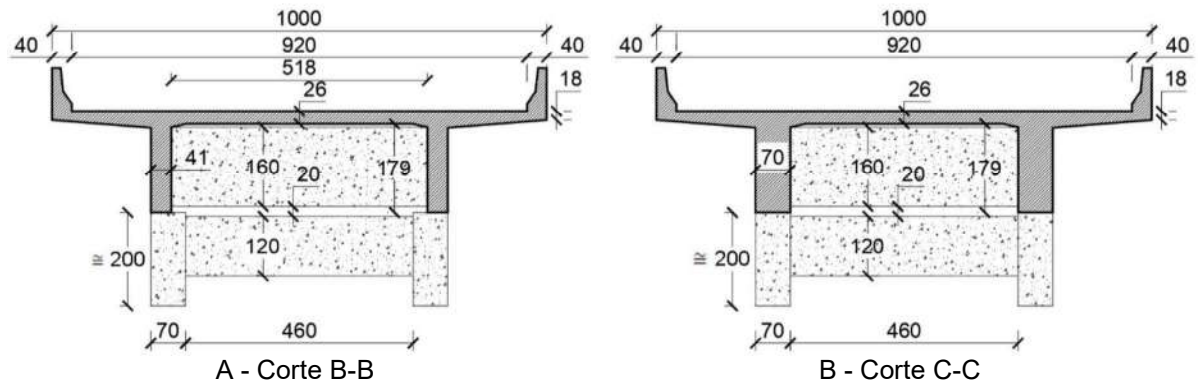
Devido à insuficiência de detalhes construtivos para a reconstituição do projeto da ponte, um As Built foi realizado para a determinação das dimensões da ponte com medições realizadas de forma manual, com auxílio de trena de fita e trena laser. Na Figura 0.5 são mostrados o corte longitudinal e o corte A-A (vista inferior) do viaduto. Já na Figura 0.6 é mostrado os cortes B-B e C-C, ou seja, as seções transversais do tabuleiro.

Figura 0.5 – Seção Longitudinal e Corte A-A.



Fonte: O autor.

Figura 0.6 – Cortes.



Fonte: O autor.

B.1.4 – Inspeção visual

B.1.4.1 – Materiais e métodos

Inspeções visuais foram realizadas para identificação de danos e patologias seguindo as recomendações da ABNT NBR 9452 (2019) e do Manual de Inspeções do DNIT (2004). De acordo com ambas as Normas, a inspeção visual se enquadra como uma Inspeção Especial, uma vez que foi motivada pela necessidade de identificação e acompanhamento da evolução das patologias para avaliação da segurança estrutural. Ensaios complementares para a investigação da estrutura também foram realizados.

Devido à proximidade e facilidade de acesso à estrutura, as inspeções e ensaios ocorreram nas datas apresentadas na Tabela 0.1. Na Figura 0.7 são mostrados os equipamentos que foram utilizados.

Tabela 0.1 – Inspeções realizadas.

Data	Condições climáticas		Inspeção visual	Drone	Ensaios					
	Situação	T (° C)			U (%)	Esclerômetro	Pacômetro	Ultrassom	Extração de testemunho	Carbonatação
12/06/21	Parcialmente nublado	14-23	58-96	✓						
09/10/21	Nublado + Garoa	16-18	90-97	✓	✓					
14/10/21	Ensolarado	16-29	48-97	✓	✓		✓		✓	✓

Fonte: O autor.

Figura 0.7 - Equipamentos utilizados.



A - Pundit 200 + Transdutores 54 kHz



B - Transdutores 40 kHz (onda S)



C - Silver Schmidt OS8200



D - Profometer 600



E - Perfuratriz extratora



F - Tendas



G - Drone Mavic Air 2



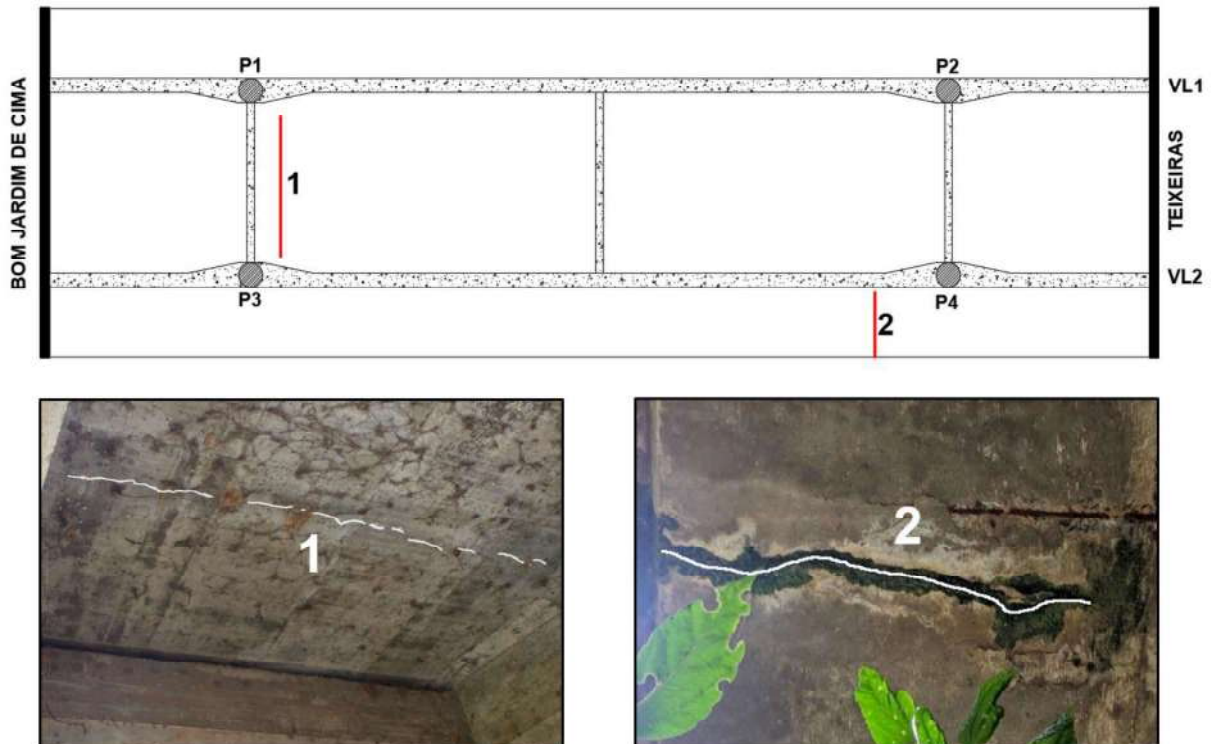
H - Escada dobrável

Fonte: O autor.

B.1.4.2 – Patologias observadas

A laje do tabuleiro possui fissuras ao longo da estrutura, algumas atravessando toda a seção transversal e a maioria com a presença de eflorescência. As fissuras analisadas e suas respectivas localizações estão apresentadas na Figura 0.8. Observou-se que a fissura 1 está no fim do engrossamento da longarina, região de mudança de rigidez da seção do tabuleiro, passando de uma seção mais rígida para uma menos rígida. Associando-se essa descontinuidade com o grande comprimento do tabuleiro e com a ausência de aparelhos de apoios móveis, tem-se que a possível causa do surgimento dessas fissuras seria a variação de temperatura no tabuleiro, o qual não possui juntas de dilatação.

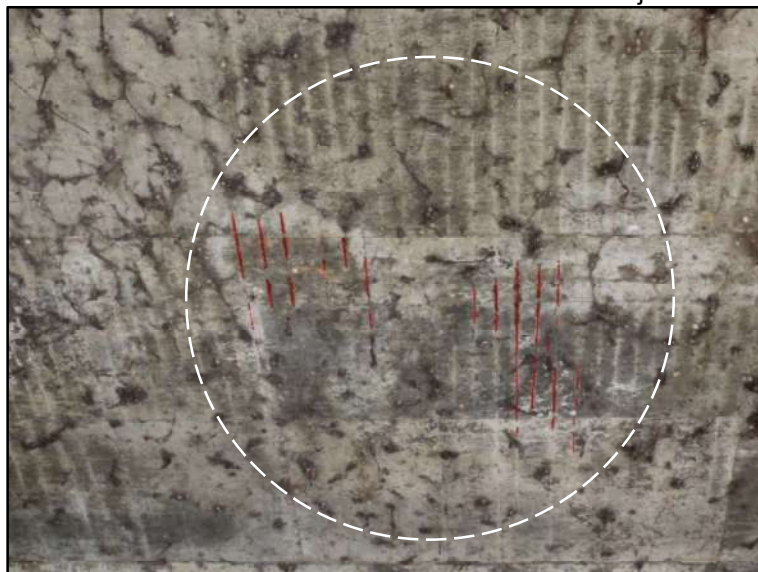
Figura 0.8 – Fissuras na laje do tabuleiro.



Fonte: O autor.

A má execução das formas e a ausência do uso de espaçadores resultou no cobrimento insuficiente das armaduras da laje (Figura 0.9), principalmente no vão central da ponte.

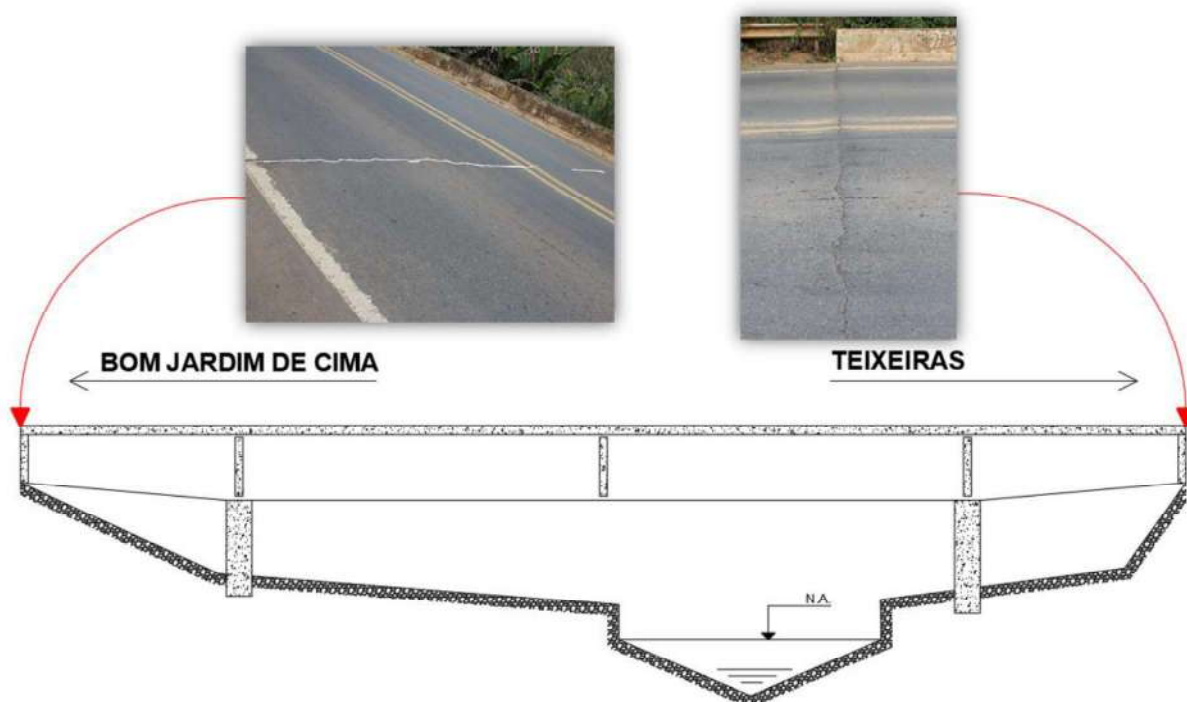
Figura 0.9 – Cobrimento insuficiente das armaduras da laje do tabuleiro.



Fonte: O autor.

Nas duas cabeceiras do viaduto, observou-se a presença de fissuras e recalque devido à ausência de uma laje de transição, conforme a Figura 0.10.

Figura 0.10 – Fissura e recalque nas cabeceiras da ponte.



Fonte: O autor.

As longarinas apresentam, em algumas regiões, armaduras com cobertura insuficiente, especialmente os estribos (Figura 0.11). Existe ainda um deslocamento (Figura 0.12), o qual expõe até a armadura principal de flexão.

Figura 0.11 - Cobrimento insuficiente das armaduras nas longarinas.

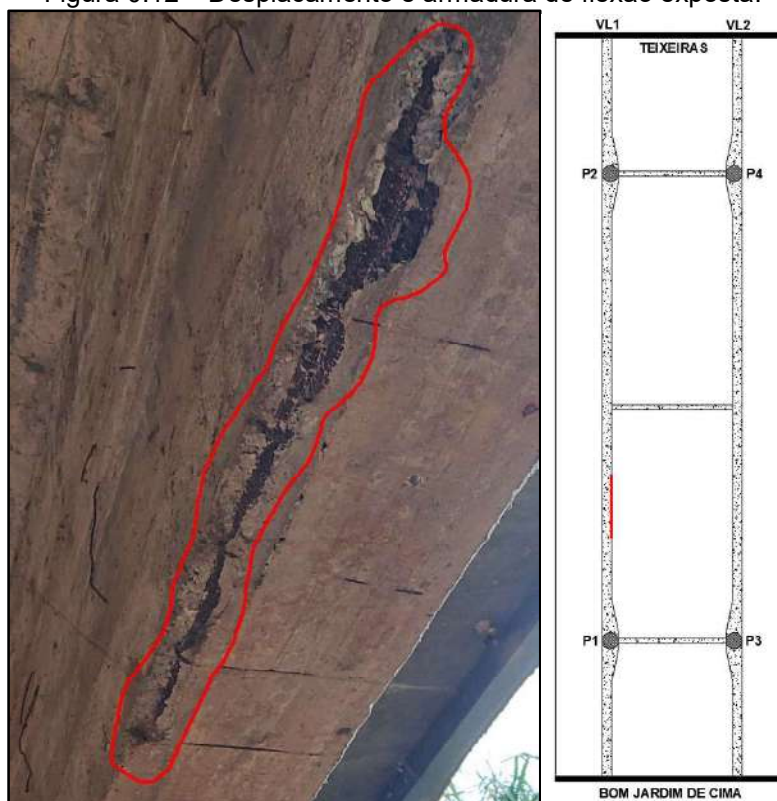


A – Estribos com cobertura insuficiente.

B – Armadura de flexão com cobertura insuficiente

Fonte: O autor.

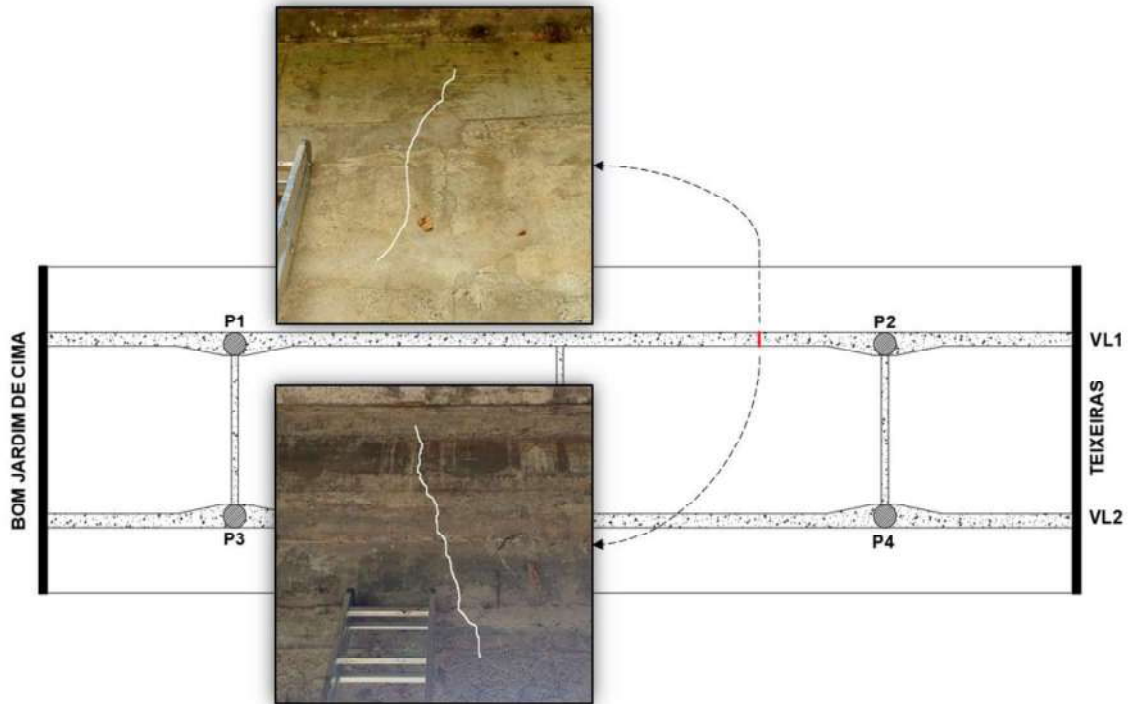
Figura 0.12 – Deslocamento e armadura de flexão exposta.



Fonte: O autor.

Também foi observada a presença de uma fissura na longarina, com abertura inferior a 0,3 mm (Limite máximo estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014), aparentando atravessar toda a espessura da longarina, conforme a Figura 0.13.

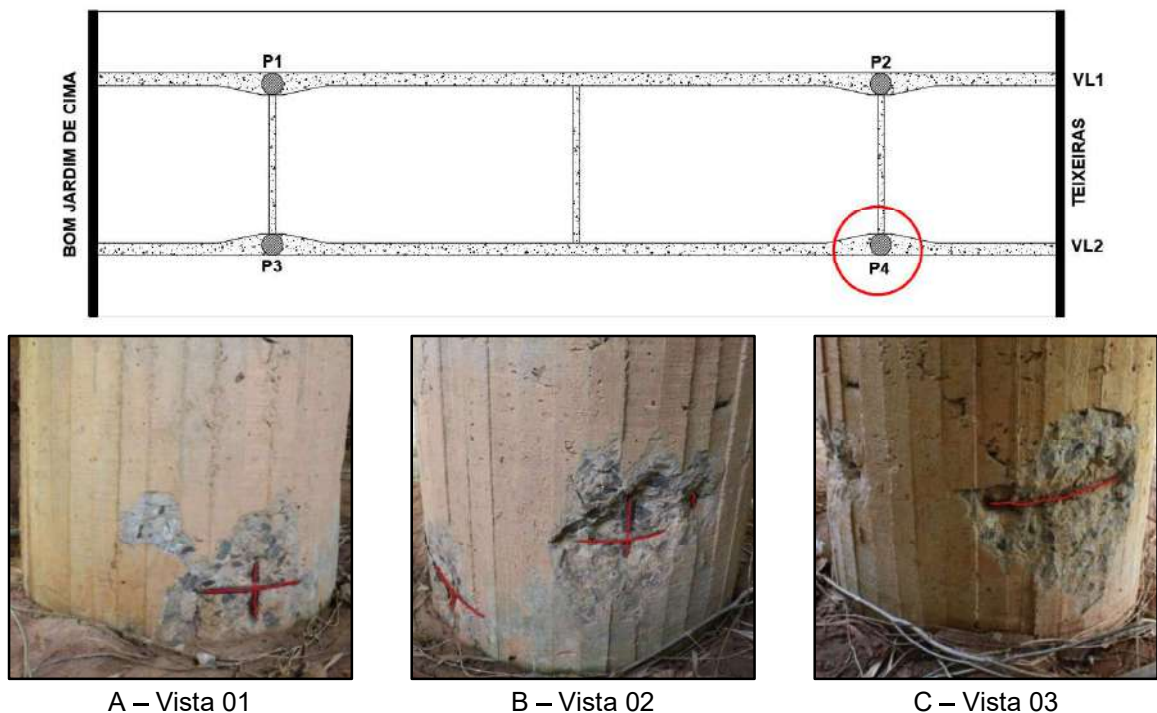
Figura 0.13 – Fissura na longarina atravessando a espessura da alma.



Fonte: O autor.

O pilar P4 apresenta deslocamento com armadura exposta e corroída (Figura 0.14). Por se tratar de uma análise visual superficial, não foi possível estimar a perda de seção.

Figura 0.14 - Deslocamento do concreto e armadura exposta e corroída no pilar P4.



A – Vista 01

B – Vista 02
Fonte: O autor.

C – Vista 03

As defensas possuem fissuras (Figura 0.15) ao longo de seu comprimento, algumas delas presentes em regiões de momento fletor negativo máximo, ou seja, em cima dos pilares.

Figura 0.15 – Fissura na defesa.



Fonte: O autor.

Com auxílio do drone, observou-se o acúmulo de matéria orgânica na tubulação que passa externa à defesa, conforme a Figura 0.16.

Figura 0.16 – Acúmulo de matéria orgânica na calha do sistema de drenagem.



Fonte: O autor.

B.1.4.3 – Classificação da estrutura

Através do levantamento e quantificação de todas as patologias e danos na estrutura, classificou-se o viaduto segundo quatro métodos de inspeção, conforme a Tabela 0.2. Os métodos de inspeção analisados são dois brasileiros (DNIT, 2004; ABNT NBR 9452, 2019), um americano (AASHTO, 2011; FHWA, 1995) e um esloveno (COST 345. 2007). É apresentado na Tabela 0.2 um resumo com quantitativo das patologias e as notas obtidas de acordo com cada norma utilizada.

Segundo dados do SGO (DNIT, 2022), duas inspeções rotineiras realizadas pelo DNIT nos anos de 2015 e de 2018 apontaram uma Nota Técnica 3 (boa), a mesma nota encontrada para a inspeção atual.

Tabela 0.2 - Classificação da ponte conforme as patologias e danos na estrutura.

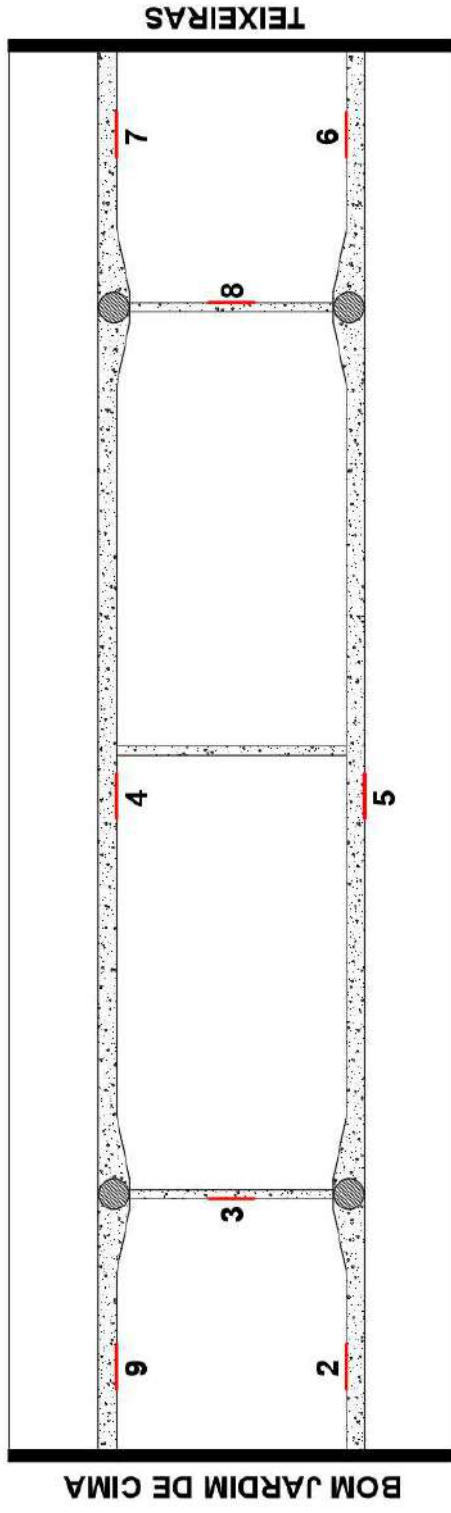
Elemento	Manifestação patológica	DNIT	ABNT			AASHTO	Nota técnica				COST 345			
			E	F	D		B	K1	K2	K3	K4	VD		
Longarinas	Carbonatação	3	3	4	3	2	1	1,0	0,4	1,0	1	0,40		
	Corrosão das armaduras	4	4	4	4	2	2	1,0	0,4	0,8	3	1,92		
	Desplacamento	3	3	3	3	3	2	1,0	0,6	0,5	3	1,80		
	Fissuração	4	4	4	3	2	1	1,0	0,4	0,5	3	0,60		
Lajes	Carbonatação	4	4	4	3	2	2	0,7	0,4	0,5	1	0,28		
	Corrosão das armaduras	3	4	4	3	3	2	0,7	0,8	0,5	3	1,68		
	Eflorescência	4	3	4	4	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42		
	Fissuração	3	3	4	3	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42		
Pilares	Corrosão das armaduras	3	3	4	3	3	2	1,0	0,6	0,5	3	1,80		
	Desplacamento	3	3	3	3	3	2	1,0	0,8	0,5	3	2,40		
Juntas	Inexistente	1	-	4	3	-	0-	-	-	-	-	0,00		
	Fissuras	4	4	3	3	2	1	0,3	0,4	0,5	3	0,18		
Barreira rígida	Fissuras	4	5	4	4	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42		
	Desnivel	4	4	3	4	2	2	0,3	0,6	1,0	3	1,08		
Pavimento asfáltico	Fissuras	3	3	4	3	2	2	0,3	0,8	1,0	3	1,44		
	Encontros	3	3	4	3	2	2	0,3	0,8	1,0	3	1,44		
NOTA FINAL		3	3	3	5	5		3/2			R = ΣVD =	14,84		

Fonte: O autor.

B.1.5 – Ensaios para avaliação da estrutura

Ensaios de esclerometria, pacometria, ultrassonografia foram realizados nos pontos representados na Figura 0.17. Testemunhos foram retirados dos pontos 2 e 7. Os pontos 2, 4, 6 e 7 estão no lado interno das longarinas e o ponto 5 no lado externo, já os pontos 3 e 8 estão localizados na transversina.

Figura 0.17 – Pontos de ensaio.



Fonte: O autor.

B.1.5.1 – Esclerometria

A dureza superficial do concreto foi avaliada por meio do ensaio esclerométrico, conforme a ABNT NBR 7584 (2012). O ensaio foi realizado próximos aos pontos de extração dos testemunhos para correlacionar com os dados obtidos dos testemunhos e do ensaio de ultrassom.

Toda a poeira e pó superficial das áreas de ensaio foram removidas através de polimento energético com disco de corborundum onde foram desenhados reticulados de aproximadamente 20 cm x 20 cm para a realização de 16 impactos (Figura 0.18).

Figura 0.18 – Áreas de ensaio do esclerômetro.



Fonte: O autor.

Os índices esclerométricos médios de cada área de ensaio foram calculados conforme a ABNT NBR 7584 (2012), apresentados na Tabela 0.3. Observa-se uma uniformidade dos valores ao longo da estrutura, indicando uma boa homogeneidade do concreto.

Tabela 0.3 - Índices esclerométricos médios.

Índices esclerométricos individuais	Pontos de ensaio							
	2	3	4	5	6	7	8	9
1	48	42	52	49	48	46	48	34
2	50	44	46	50	46	45	50	37
3	48	44	52	52	46	48	40	44
4	50	48	52	50	50	46	46	38
5	44	46	46	52	44	44	47	36
6	50	48	50	46	42	40	44	41
7	42	50	49	52	52	46	42	40
8	48	44	50	38	46	44	44	38
9	37	48	46	52	46	42	48	41
10	50	44	48	55	46	48	46	39
11	50	46	46	40	45	46	45	38
12	49	48	44	52	46	41	47	36
13	40	48	48	46	45	42	44	44
14	44	47	44	50	42	41	42	40
15	46	50	44	44	40	45	34	38
16	50	52	50	52	46	45	42	38
Determinações úteis	13	14	16	13	14	16	13	13
IE_{médio}	48,2	46,8	47,9	50,6	45,6	44,3	45,0	38,5

Fonte: O autor.

B.1.5.2 – Ultrassonografia

A verificação da qualidade e da uniformidade do concreto ao longo da estrutura também foi feita com o ensaio de ultrassonografia, onde a velocidade de pulso ultrassônico ou velocidade de onda longitudinal P (ondas de compressão) foi obtida. O ensaio é normatizado pela ABNT NBR 8802 (2019).

Segundo Whitehurt (1951), a qualidade do concreto pode ser correlacionada com a velocidade de propagação das ondas (Tabela 0.4).

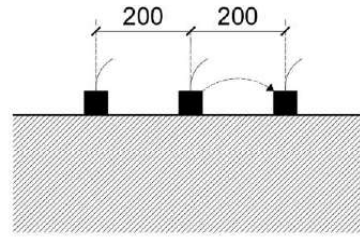
Tabela 0.4 - Qualidade do concreto conforme a velocidade de propagação ultrassônica.

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
Acima de 4500	Excelente
3500 - 4500	Ótimo
3000 - 3500	Bom
2000 - 3000	Regular
Abaixo de 2000	Ruim

Fonte: Adaptado de WHITEHURT (1951).

A velocidade de onda longitudinal P foi avaliada na estrutura, por meio de transmissão indireta, e não foi avaliada nos testemunhos (Figura 0.19). Na estrutura, as leituras foram realizadas mantendo-se padronizado, em 200 mm, o espaçamento entre os transdutores.

Figura 0.19 – Ensaio de ultrassonografia por meio de transmissão indireta (cotas em mm).



Fonte: O autor.

Os resultados obtidos para ondas P na estrutura estão apresentados na Tabela 0.5. A qualidade do concreto foi baseada nas velocidades obtidas na estrutura.

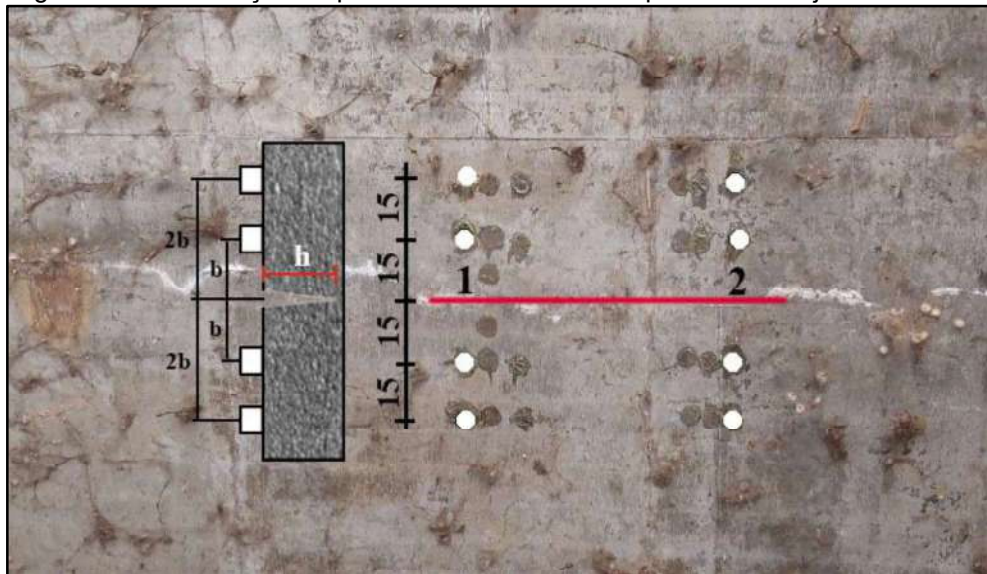
Tabela 0.5 – Velocidade da onda P na estrutura e nos testemunhos x Qualidade do concreto.

Ponto	Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
1	2706	Regular
2	2470	Regular
3	2293	Regular
4	2959	Regular
5	2732	Regular
6	2748	Regular

Fonte: O autor.

Avaliou-se também a profundidade da fissura 1 presente na laje do tabuleiro, por meio de transmissão indireta (Figura 0.20).

Figura 0.20 – Avaliação da profundidade da fissura 1 presente na laje do tabuleiro.



Fonte: O autor.

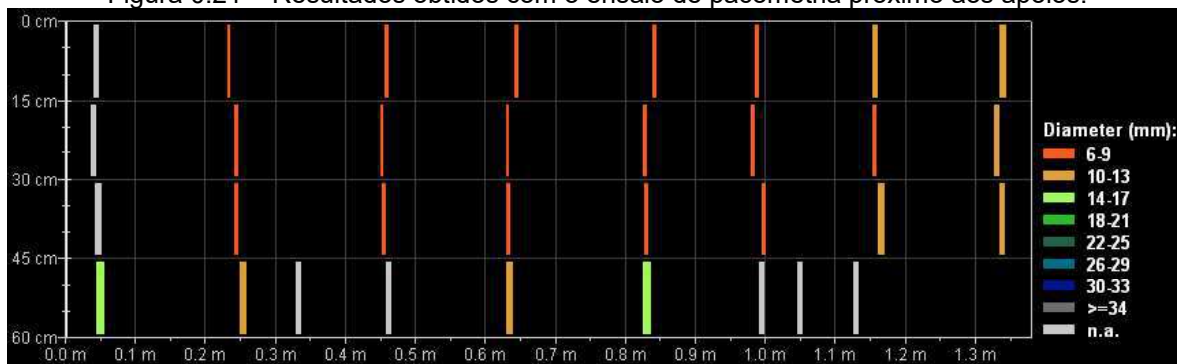
Os resultados obtidos apontam que a profundidade da fissura nos pontos 1 e 2 são de 22,1 e 12,4 cm, respectivamente. Com os resultados, estima-se que a

espessura da laje deva ser no mínimo superior a 22 cm, já que foi detectada uma fissura de 22 cm de profundidade nessa região.

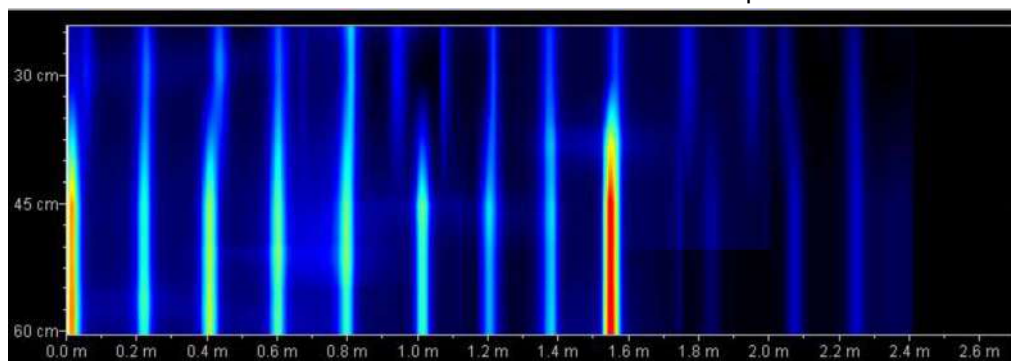
B.1.5.3 – Pacometria

A estimativa da quantidade de armaduras longitudinais e transversais (posicionamento, diâmetro e espaçamento) foi realizada com o ensaio de pacometria. Próximo aos apoios, observou-se que a armadura transversal é composta por estribos verticais com diâmetro aproximado entre 6 e 9 mm e espaçamento aproximado de 20 cm (Figura 0.21).

Figura 0.21 – Resultados obtidos com o ensaio de pacometria próximo aos apoios.



A - Diâmetro dos estribos obtido com o ensaio de pacometria



B - Espaçamento entre os estribos obtido com o ensaio de pacometria

Fonte: O autor.

O cobrimento insuficiente dos estribos na parte inferior das longarinas permitiu, em paralelo com o uso do pacômetro, a conferência do posicionamento dos mesmos na face lateral (Figura 0.22).

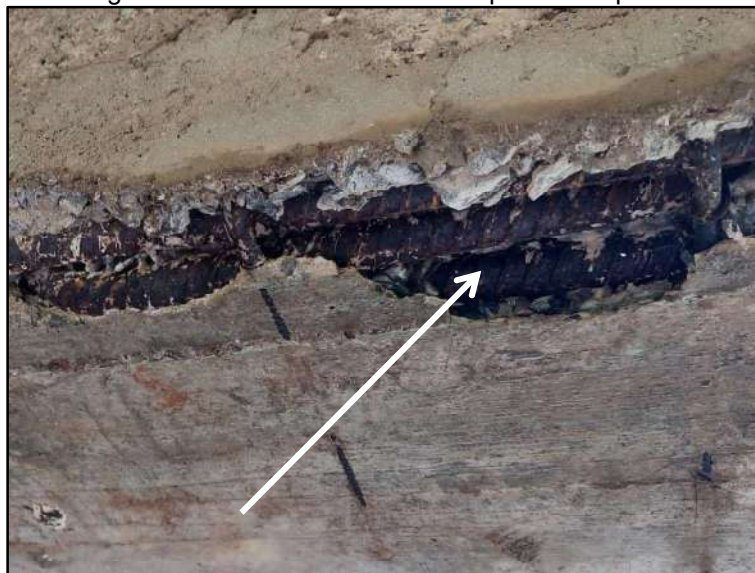
Figura 0.22 – Armadura transversal composta por estribos verticais.



Fonte: O autor.

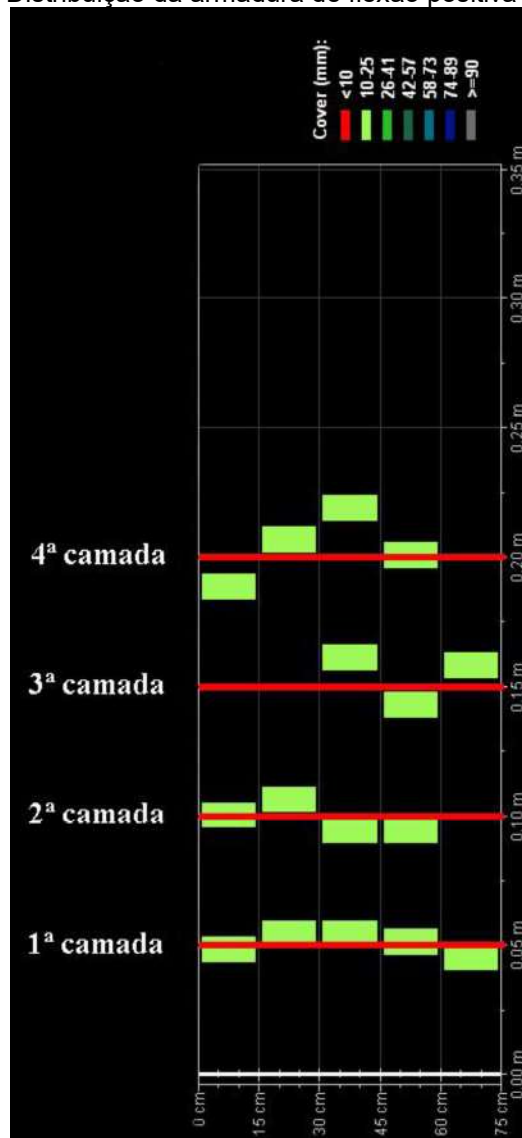
No vão central da ponte, identificou-se, a partir da armadura exposta (possivelmente uma região de emenda), que o diâmetro da armadura de flexão positiva é de 25 mm (Figura 0.23). Com o ensaio de pacometria, verificou-se que essa armadura estava distribuída na região entre a face inferior da longarina e a face inferior da transversina, em quatro camadas, com seis barras de diâmetro de 25 mm na primeira camada (Figura 0.24), portanto, supõe-se que as outras camadas possuem a mesma quantidade de barras.

Figura 0.23 – Armadura de flexão positiva exposta.

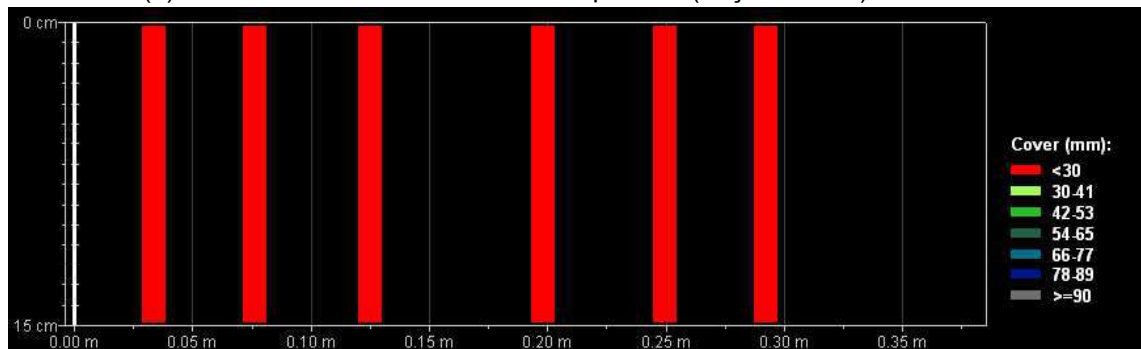


Fonte: O autor.

Figura 0.24 – Distribuição da armadura de flexão positiva no vão central.



(a) Camadas de armadura de flexão positiva (traços verdes) no vão central



(b) Quantidade de barras (linhas vermelhas) na primeira camada de armadura de flexão positiva, no vão central

Fonte: O autor.

B.1.5.4 – Potencial de corrosão

O ensaio de potencial de corrosão foi realizado em dois pontos da estrutura: no pilar e na longarina que apresentam deslocamento de concreto com armadura exposta e corroída. Na Figura 0.25 é representada as etapas do ensaio, que consiste em: molhagem da estruturas nos locais de ensaio; inserção de um parafuso na armadura exposta e corroída para o contato com a parte íntegra; realização do ensaio.

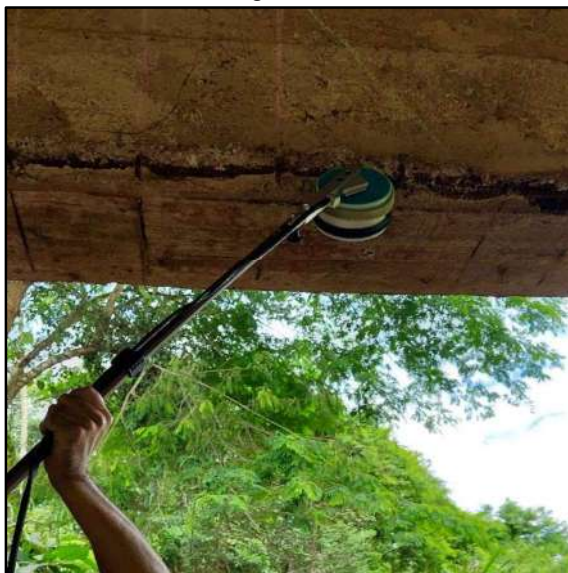
Figura 0.25 – Etapas do ensaio de potencial de corrosão.



A – Molhagem da estrutura



B – Parafuso inserido na armadura



C – Ensaio na longarina



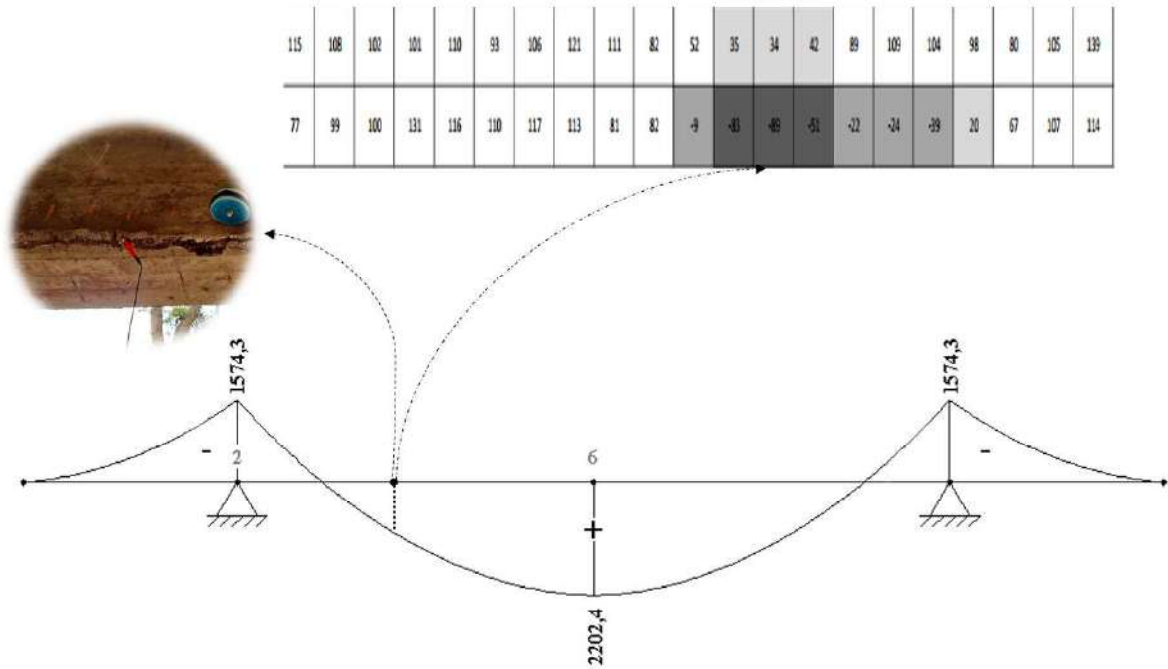
D – Ensaio no pilar

Fonte: O autor.

Na Figura 0.26 é mostrado o resultado do ensaio na longarina. Nota-se que os potenciais mais negativos se situam na região da armadura positiva exposta e

corroída, ou seja, pode-se concluir através do ensaio que a corrosão é localizada. Ressalta-se ainda que é uma região que não apresenta momentos fletores positivos críticos, o que mostra o diagrama de momentos fletores devido ao carregamento permanente, portanto não foi considerado uma redução da área de armadura positiva na reconstituição do projeto.

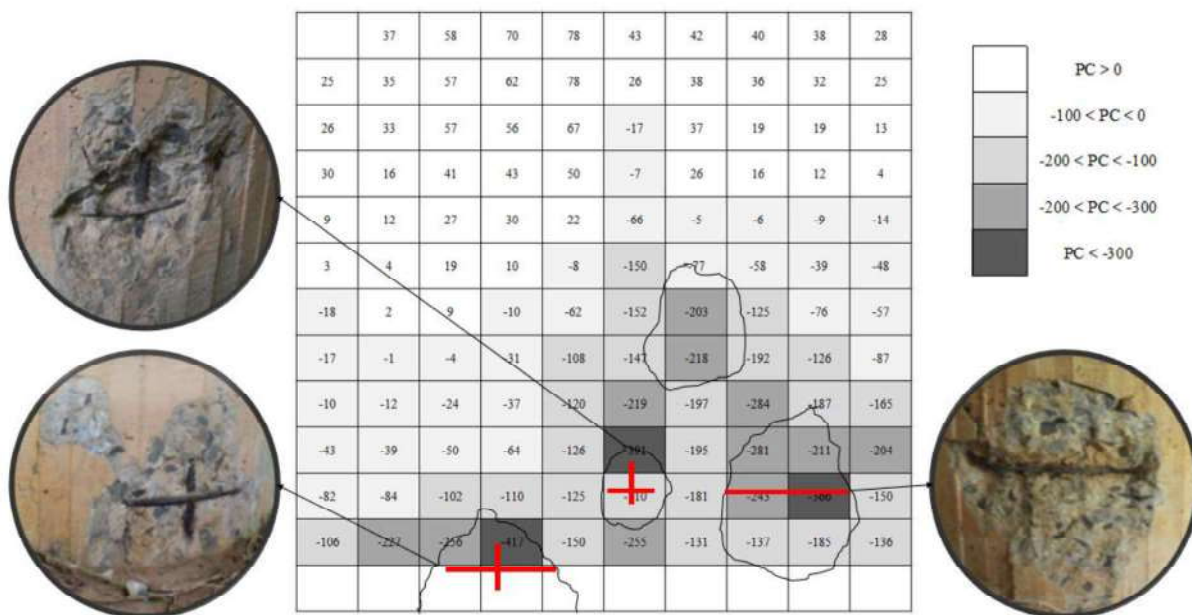
Figura 0.26 – Resultado do ensaio na longarina.



Fonte: O autor.

Na Figura 0.27 é apresentado o resultado para o ensaio no pilar. Nota-se que as regiões com potencias mais negativos situam-se nas áreas próximas aos deslocamentos, se propagando um pouco ao seu entorno. Isso pode ocorrer devido ao fato de ser um elemento estrutural em contato direto com o solo, o que o deixa umidificado, propiciando a corrosão das armaduras expostas.

Figura 0.27 – Resultado do ensaio no pilar.

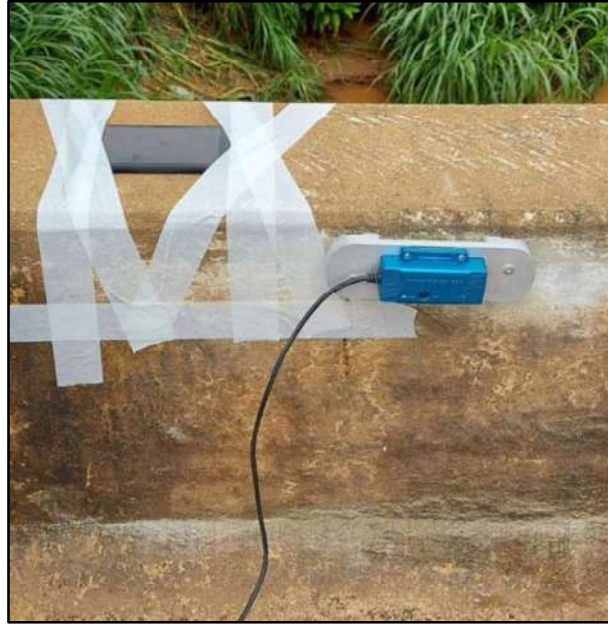


Fonte: O autor.

B.1.5.5 – Acelerometria

Para a representação mais fiel do comportamento real da estrutura, realizou-se o ensaio de acelerometria em dois pontos afim de calibrar do modelo de elementos finitos. Utilizou-se dois acelerômetros: um acelerômetro da marca Sensr GP1L (Figura 0.28) capaz de medir acelerações nos três eixos ortogonais e em um intervalo de frequência de 0 a 200 Hz; um acelerômetro nos três eixos presente no Smartphone Motorola XT190 (Figura 0.28), com o auxílio do aplicativo MyFrequency e um range de leitura de frequência de 0 a 200 Hz. O celular foi fixado com fita crepe e o acelerômetro fixado por meio de sua base magnética em arruelas metálicas coladas na estrutura.

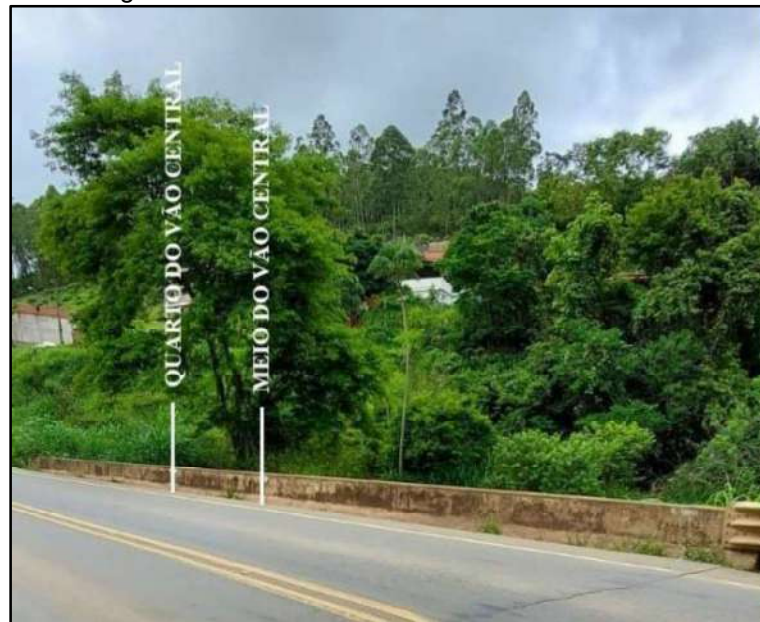
Figura 0.28 – Equipamentos utilizados para o ensaio de acelerometria.



Fonte: O autor.

Ambos foram fixados nas defensas, no meio e no quarto do vão (Figura 0.29).

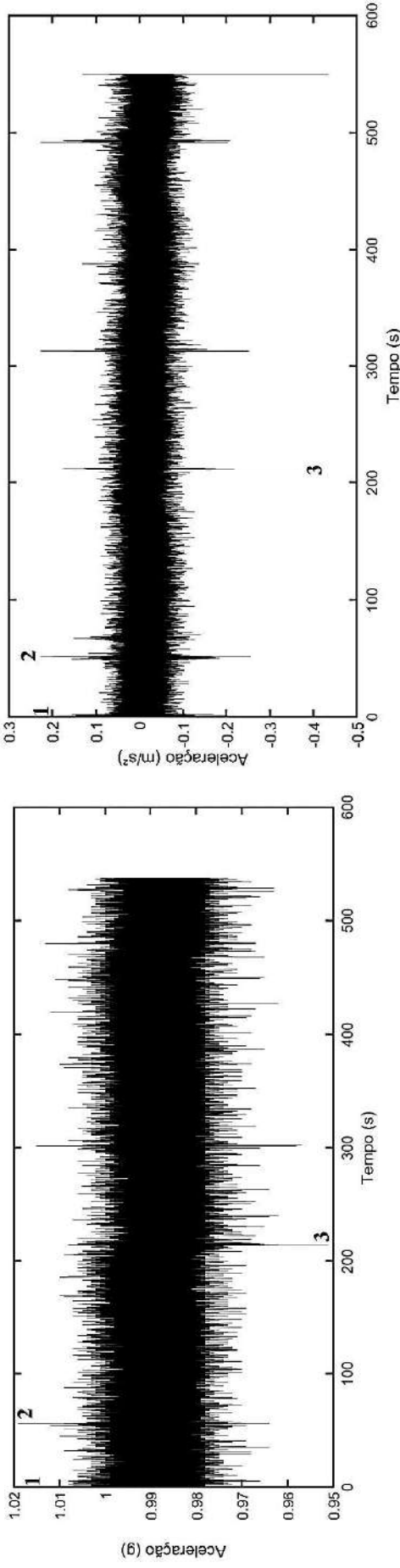
Figura 0.29 – Pontos do ensaio de acelerometria.



Fonte: O autor.

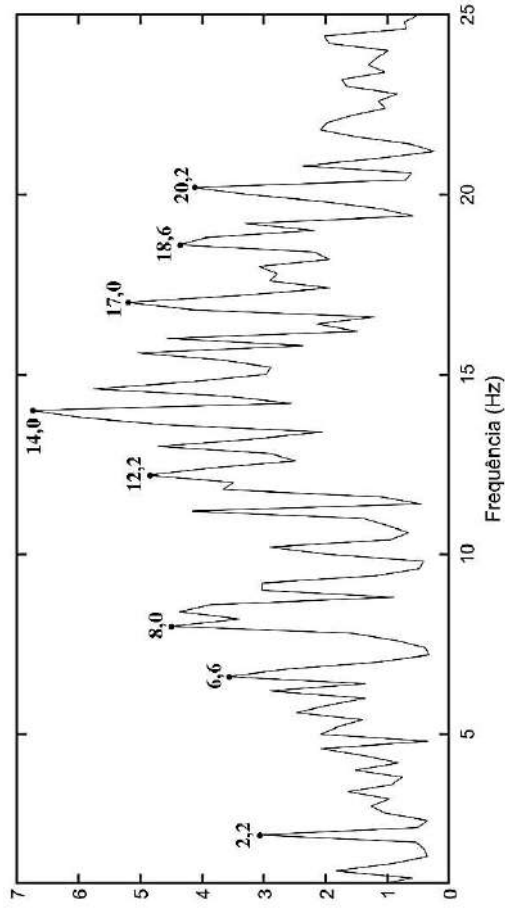
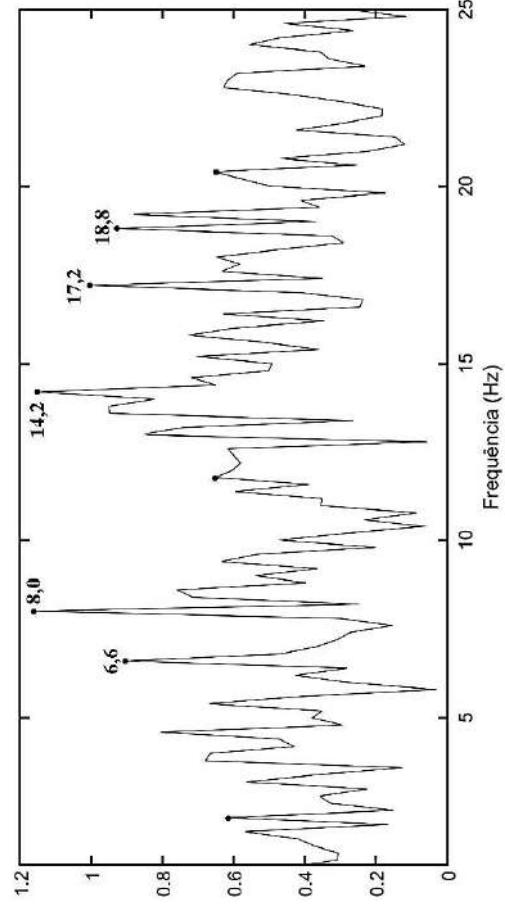
As frequências foram obtidas em um intervalo de tempo superior a um minuto, com a passagem de veículos em alta velocidade (tráfego normal da via, com velocidade em torno de 60 km/h). A leituras feitas no meio e no quarto do vão, para ambos os equipamentos estão apresentadas na Figura 0.30 e na Figura 0.31, respectivamente, sendo as frequências obtidas a partir da transformada rápida de Fourier (FFT).

Figura 0.30 – Leituras no meio do voo.



A - Acelerações obtidas com o acelerômetro, no meio do voo

B - Acelerações obtidas com o Smartphone, no meio do voo

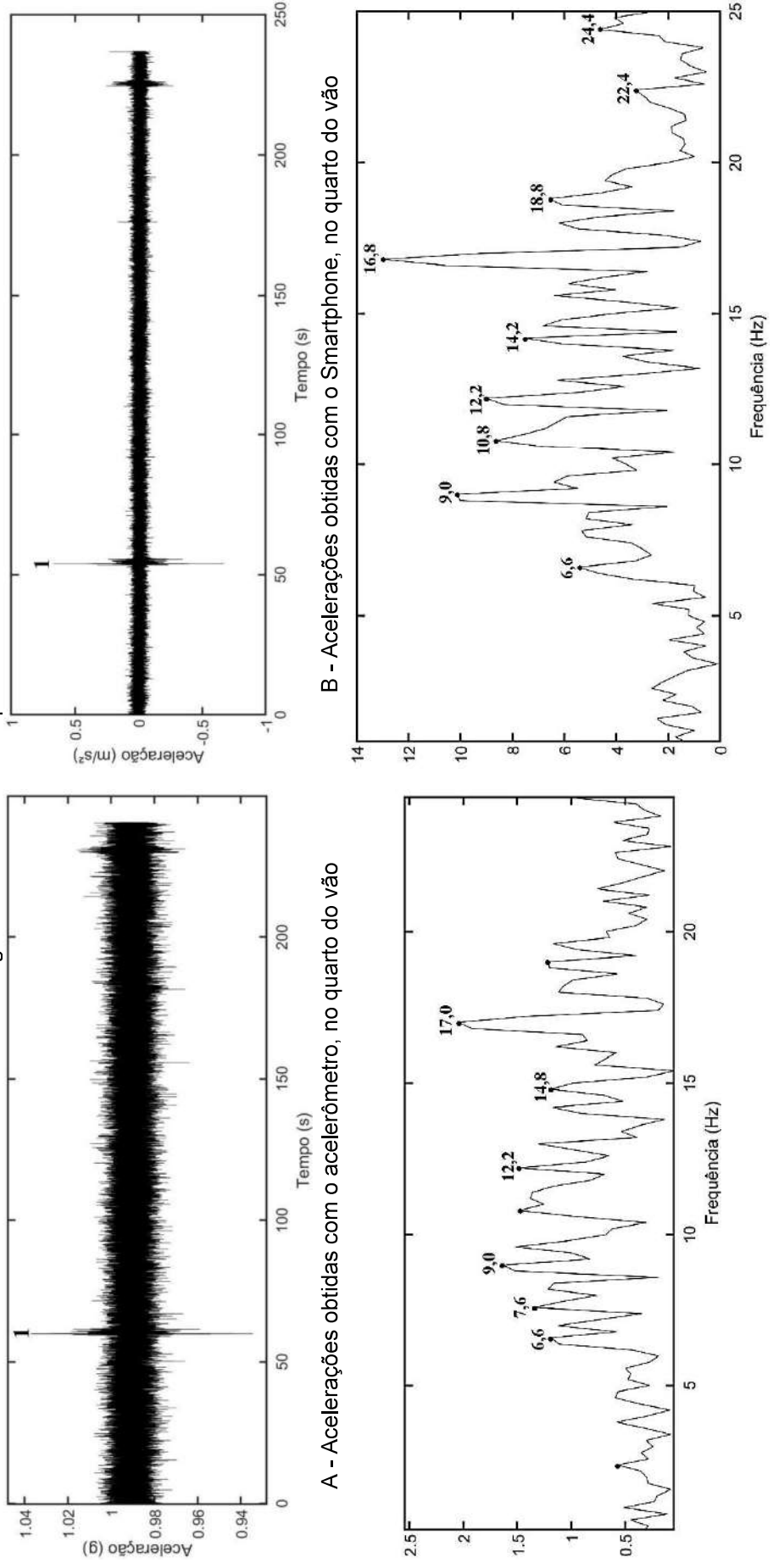


C - Pico 3 - Frequências para o acelerômetro, no meio do voo

D - Pico 3 – Frequências para o Smartphone, no meio do voo

Fonte: O autor.

Figura 0.31 – Leituras no quarto do voo.



Fonte: O autor.

Na Tabela 0.6 é mostrado as primeiras frequências naturais obtidas com os dois aparelhos, sendo resultado bem próximos, o que mostra que a utilização de Smartphones é viável.

Tabela 0.6 – Frequências naturais obtidas com o ensaio de acelerometria.

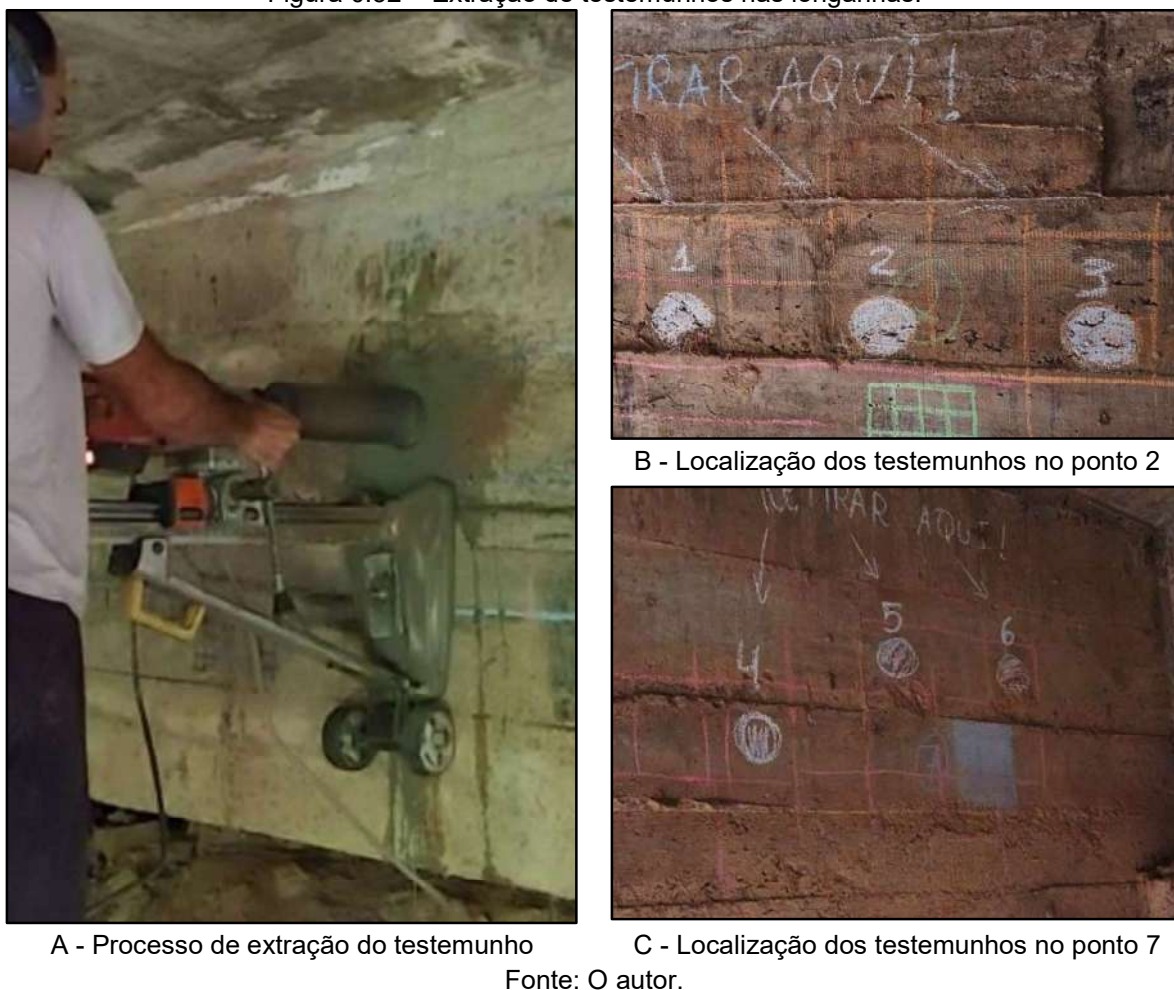
Frequências naturais (Hz)	Acelerômetro		Smartphone	
	½ vão	¼ vão	½ vão	¼ vão
1 ^a	-	-	2,2	-
2 ^a	6,6	6,6	6,6	6,6
3 ^a	8,0	7,6	8,0	-
4 ^a	-	9,0	-	9,0
5 ^a	-	-	-	10,8
6 ^a	-	12,2	12,2	12,2
7 ^a	14,2	14,8	14,0	14,2
8 ^a	17,2	17,0	17,0	16,8
9 ^a	18,8	-	18,6	18,8
10 ^a	-	-	20,2	-
11 ^a	-	-	-	22,4
12 ^a	-	-	-	24,4

Fonte: O autor.

B.1.5.6 – Extração de testemunhos

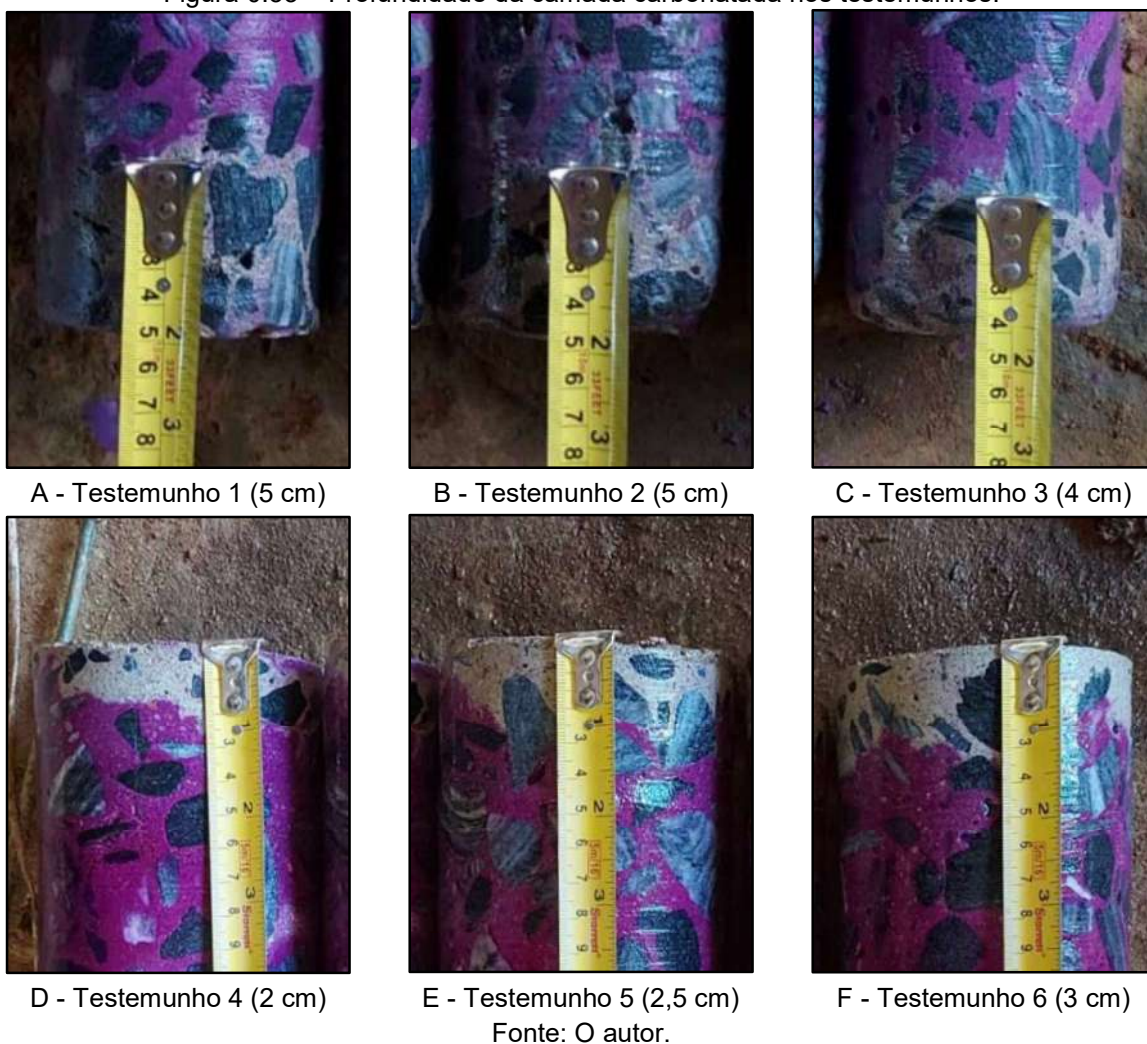
A ABNT NBR 7680-1 (2015) estabelece os requisitos para os processos de extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Seis testemunhos foram extraídos por uma perfuratriz (Figura 0.32) para o estudo da estrutura, sendo três no ponto 2 e três no ponto 7, todos extraídos das longarinas (Figura 0.32).

Figura 0.32 – Extração de testemunhos nas longarinas.



Logo após a extração de cada testemunho, avaliou-se o avanço da camada de carbonatação na estrutura através da aplicação de uma solução de fenolftaleína, conforme a Figura 0.33. Observa-se que a frente de carbonatação possui em torno de 4,0 a 5,0 cm nos testemunhos 1, 2 e 3, e de 2,0 a 3,0 cm nos testemunhos 4, 5 e 6. Como observado, a frente de carbonatação já venceu o cobrimento das armaduras, sendo que a armadura está totalmente despassivada em regiões onde a profundidade da camada carbonatada chega a 5,0 cm, ficando propensa à corrosão, a qual foi observada em vários pontos da estrutura.

Figura 0.33 – Profundidade da camada carbonatada nos testemunhos.



Os testemunhos foram preparados e retificados para a realização do ensaio de ruptura à compressão axial, sendo mantidos submersos em água por no mínimo 72 h antes do ensaio. Algumas características foram aferidas antes do ensaio (Tabela 0.7), conforme a ABNT NBR 7680-1 (2015).

Tabela 0.7 – Características dos testemunhos.

Testemunho	Elemento	d (mm)	h (mm)	h/d	m (g)	γ (kg/m ³)
1	Longarina	92,2	194,2	2,11	3210	2476
2	Longarina	91,5	196,1	2,14	3190	2474
3	Longarina	92,2	191,8	2,08	3200	2499
4	Longarina	92,8	195,5	2,11	3274	2476
5	Longarina	92,2	191,6	2,08	3146	2459
6	Longarina	92,9	196,4	2,11	3280	2464

Fonte: O autor.

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial dos testemunhos extraídos foram identificados por $f_{ci,ext,inicial}$, sendo corrigidos conforme a Equação 0.1.

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \cdot f_{ci,ext,inicial} \quad 0.1$$

onde,

k_1 – Coeficiente de correção que leva em consideração a relação h/d;

k_2 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito do broqueamento em função do diâmetro do testemunho;

k_3 – Coeficiente de correção que leva em consideração a direção da extração em relação ao lançamento do concreto;

k_4 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito da umidade do testemunho.

Para fins de verificação da segurança estrutural, a estimativa da resistência característica do lote é dada pela média dos resultados individuais, conforme a Equação 0.2.

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n} \quad 0.2$$

onde,

n – Quantidade de testemunhos.

Primeiramente, dois testemunhos (um do ponto 2 e um do ponto 7) foram ensaiados para a estimativa da carga de ruptura para a determinação do módulo de elasticidade dos testemunhos restantes. Os resultados individuais obtidos para o lote de testemunhos estão apresentados na Tabela 0.8.

Tabela 0.8 – Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade dos testemunhos.

Testemunho	$f_{ci,ext,inicial}$ (MPa)	$\sum_{i=1}^4 k_i$	$f_{ci,ext}$ (MPa)	$E_{ci,ext}$ (GPa)
1	9,87	0,119	11,05	-
2	13,13	0,120	14,71	23,63
3	10,62	0,119	11,89	20,52
4	15,03	0,119	16,81	-
5	15,26	0,119	17,08	17,50
6	13,25	0,119	14,82	21,72

Fonte: O autor.

A resistência característica do lote é dada pela Equação 0.3.

$$f_{ck,ext,seg} = 14,39 \text{ MPa} \quad 0.3$$

O coeficiente de variação amostral (CV), que representa a divergência dos resultados em relação à média amostral, é calculado pela Equação 0.4.

$$CV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}}{\bar{X}} \cdot 100 \quad 0.4$$

onde,

X_i – Valor na posição i ;

\bar{X} – Média aritmética dos dados.

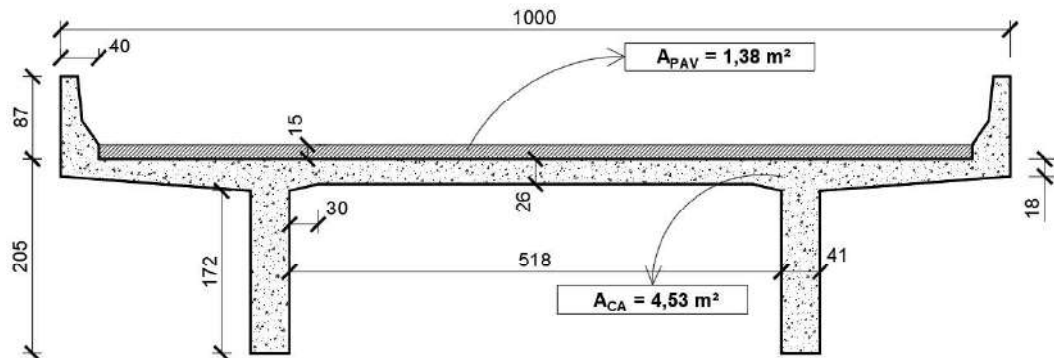
Os resultados divergem em relação à média em 17,3%. Por ser maior do que 15%, a ABNT NBR 7680-1 (2015) recomenda que este valor deve ser analisado com mais vigor, pois pode indicar que algum testemunho não faça parte do mesmo lote. No entanto, para o presente estudo, optou-se por manter todos os resultados.

B.2 – RECONSTITUIÇÃO DO PROJETO

B.2.1 – Carregamento permanente

A seção transversal do tabuleiro, fora da região dos engrossamentos das longarinas, está representada na Figura 0.34. A seção é composta pela área de concreto armado, incluindo as defensas, e pela área ocupada pela pavimentação.

Figura 0.34 – Seção transversal do viaduto (cotas em cm).



Fonte: O autor.

O carregamento permanente pode ser obtido pela multiplicação da área da seção transversal ocupada por cada material pelo seu respectivo peso específico. A presença de somente duas longarinas faz com que esse carregamento possa ser distribuído igualmente entre as mesmas, conforme as Equações 0.5 e 0.6.

$$g_{CA} = \frac{A_{CA} \cdot \gamma_{CA}}{2} \quad 0.5$$

$$g_{PAV} = \frac{A_{PAV} \cdot \gamma_{PAV}}{2} \quad 0.6$$

onde,

g_{CA} – Carregamento permanente devido ao peso próprio do concreto armado;

g_{PAV} - Carregamento permanente devido ao peso próprio do material asfáltico;

A_{CA} – Área da seção transversal ocupada pelo concreto armado, incluindo as defensas;

A_{PAV} – Área da seção transversal ocupada pela pavimentação;

γ_{CA} – Peso específico do concreto armado, adotado como sendo 25 kN/m³;

γ_{PAV} – Peso específico do material asfáltico, adotado como sendo 24 kN/m³.

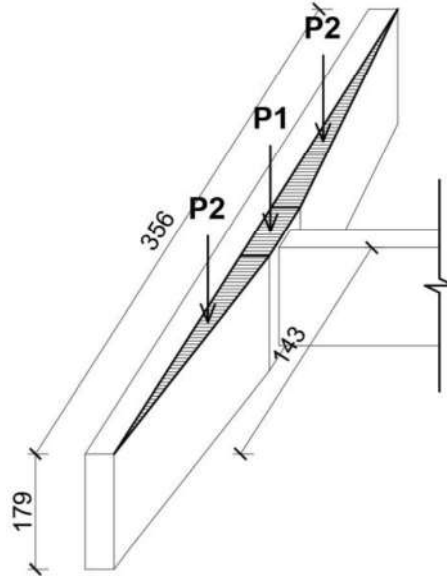
Nas Equações 0.7 e 0.8 são apresentados os valores de g_{CA} e g_{PAV} , respectivamente.

$$g_{CA} = \frac{4,53 \cdot 25}{2} = 56,6 \text{ kN/m} \quad 0.7$$

$$g_{PAV} = \frac{1,38 \cdot 24}{2} = 16,6 \text{ kN/m} \quad 0.8$$

O carregamento permanente devido aos engrossamentos das longarinas em regiões próximas aos apoios pode ser considerado através de cargas concentradas, conforme a Figura 0.35.

Figura 0.35 – Engrossamento da longarina nas regiões próximas aos apoios (cotas em cm).



Fonte: O autor.

A carga concentrada é obtida pela multiplicação do volume de concreto pelo peso específico do concreto armado, conforme as Equações 0.9 e 0.10.

$$P_1 = V_1 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.9$$

$$P_2 = V_2 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.10$$

onde,

V_i – Volume da i -ésima parte do engrossamento.

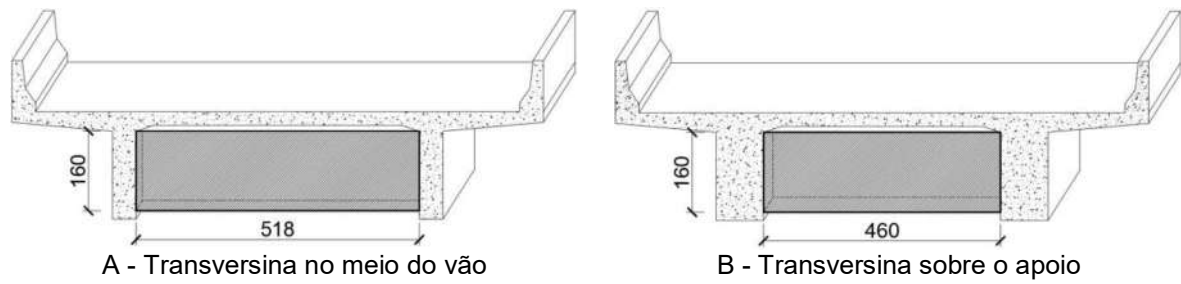
Nas Equações 0.11 e 0.12 são apresentados os valores de P_1 e P_2 , respectivamente.

$$P_1 = (0,70 \cdot 0,29 \cdot 1,79) \cdot 25 = 9,1 \text{ kN} \quad 0.11$$

$$P_2 = \frac{(1,43 \cdot 0,29 \cdot 1,79)}{2} \cdot 25 = 9,3 \text{ kN} \quad 0.12$$

O carregamento permanente devido às transversinas (Figura 0.36) pode ser considerado como cargas concentradas aplicadas nas longarinas, obtidas pela multiplicação do volume da transversina pelo peso específico do concreto armado distribuídas igualmente entre as duas longarinas, conforme as Equações 0.13 e 0.14.

Figura 0.36 – Geometria das transversinas (cotas em cm).



Fonte: O autor.

$$P_3 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \quad 0.13$$

$$P_4 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \quad 0.14$$

onde,

 $V_{\text{transversina}}$ – Volume da transversina.

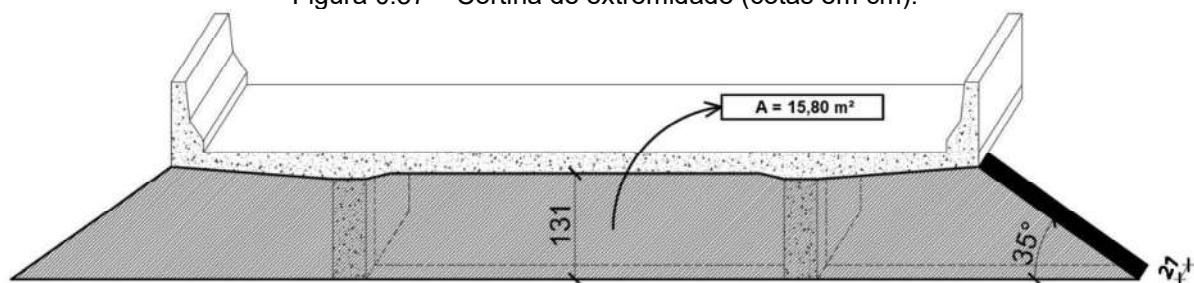
Nas Equações 0.15 e 0.16 são apresentados os valores de P_3 e P_4 , respectivamente.

$$P_3 = \frac{(5,18 \cdot 1,60 \cdot 0,21)}{2} \cdot 25 = 21,8 \text{ kN} \quad 0.15$$

$$P_4 = \frac{(4,60 \cdot 1,60 \cdot 0,21)}{2} \cdot 25 = 19,3 \text{ kN} \quad 0.16$$

O carregamento permanente devido a cortina de fechamento (Figura 0.37) pode ser obtido pela multiplicação de seu volume pelo peso específico do concreto armado, distribuído igualmente entre as duas longarinas, conforme a Equação 0.17.

Figura 0.37 – Cortina de extremidade (cotas em cm).



Fonte: O autor.

$$P_5 = \frac{(V_{CF})}{2} \cdot \gamma_{CA} \quad 0.17$$

onde,

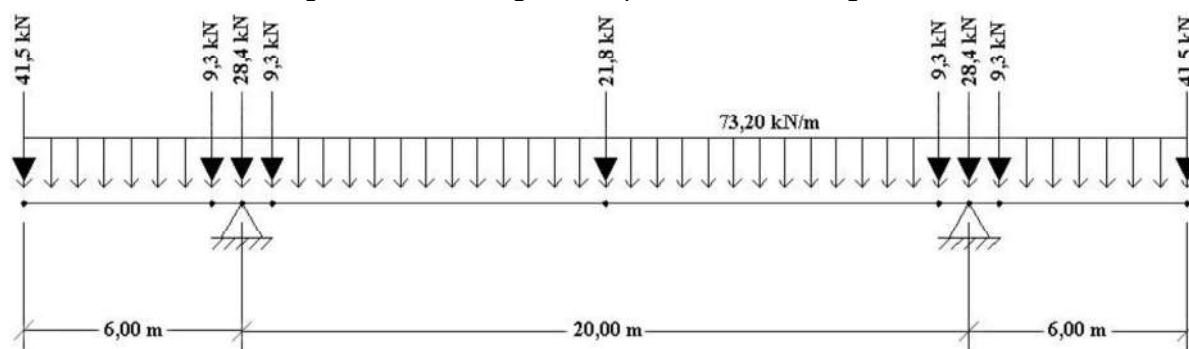
V_{CF} – Volume da cortina de fechamento.

Na Equação 0.18 é apresentado o valor de P_5 .

$$P_5 = \frac{(15,80 \cdot 0,21)}{2} \cdot 25 = 41,5 \text{ kN} \quad 0.18$$

O carregamento permanente distribuído em cada longarina está representado na Figura 0.38.

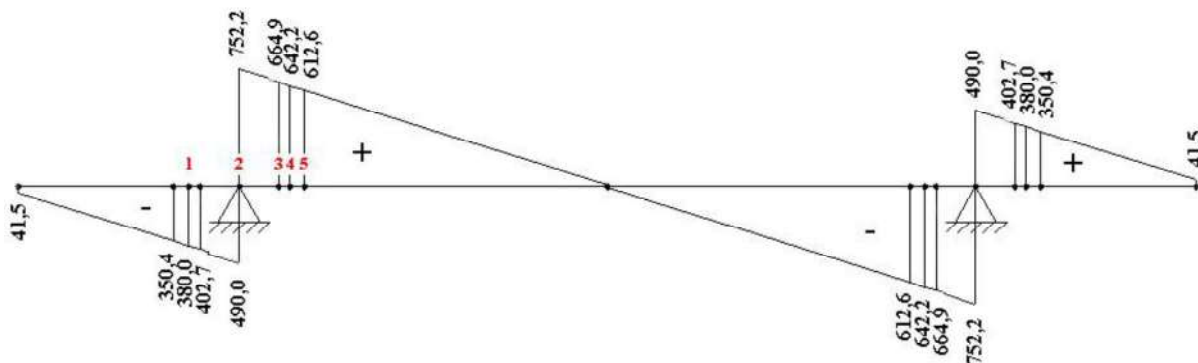
Figura 0.38 – Carregamento permanente na longarina.



Fonte: O autor.

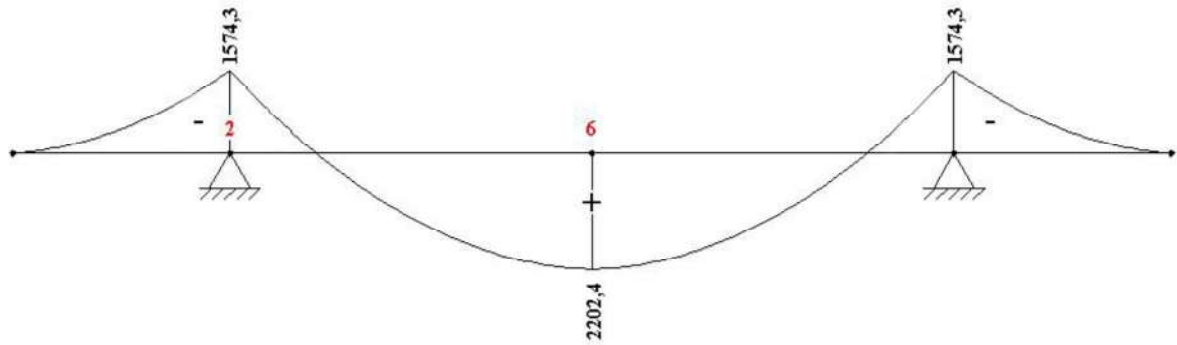
Na Figura 0.39 é mostrado o diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente e na Figura 0.40 tem-se o diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão.

Figura 0.39 – Diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente.



Fonte: O autor.

Figura 0.40 - Diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente.



Fonte: O autor.

B.2.2 – Carregamento móvel

As solicitações nas longarinas devido ao carregamento móvel proveniente de um trem-tipo da Classe 36 foram avaliadas pelo Método de Engesser-Courbon. Segundo Cavalcante (2019), as linhas de influência das reações de apoio nas longarinas podem ser obtidas através da Equação 0.19.

$$\eta_i(x) = R_i = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \frac{(2 \cdot i - n - 1) \cdot e}{(n^2 - 1) \cdot \xi} \right] \quad 0.19$$

onde,

$\eta_i(x)$ – Valor da reação de apoio da longarina i , para uma carga P posicionada a uma distância x da extremidade da seção transversal do tabuleiro;

R_i – Reação de apoio da longarina i ;

P – Carga tomada como unitária;

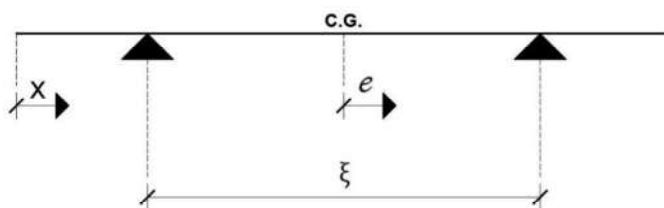
i – Número da longarina;

n – Número de longarinas;

e - Excentricidade (Figura 0.41), nula no centro de gravidade da seção transversal e positiva da esquerda para a direita;

ξ – Distância entre os eixos das longarinas.

Figura 0.41 – Seção transversal para o Método de Engesser-Courbon.



Fonte: O autor.

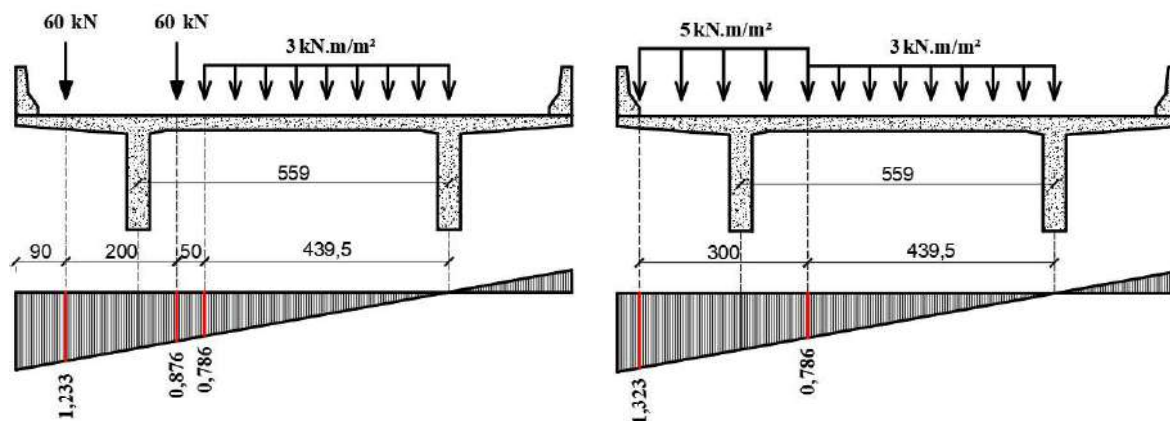
Obteve-se as Equações 0.20 e 0.21 para as longarinas 1 (da esquerda) e 2 (da direita), respectivamente. Devido à simetria da estrutura e a presença de somente duas longarinas, será analisada somente a longarina 1.

$$\eta_1(x) = R_1 = -0,179 \cdot x + 1,394 \tag{0.20}$$

$$\eta_2(x) = R_2 = 0,179 \cdot x - 0,394 \tag{0.21}$$

Na Figura 0.42 é representado o posicionamento crítico do veículo-tipo e da carga de multidão para a longarina 1, para a situação em que a carga de multidão está posicionada na região do veículo-tipo e para a situação em que não está.

Figura 0.42 – Posicionamento crítico do trem-tipo.



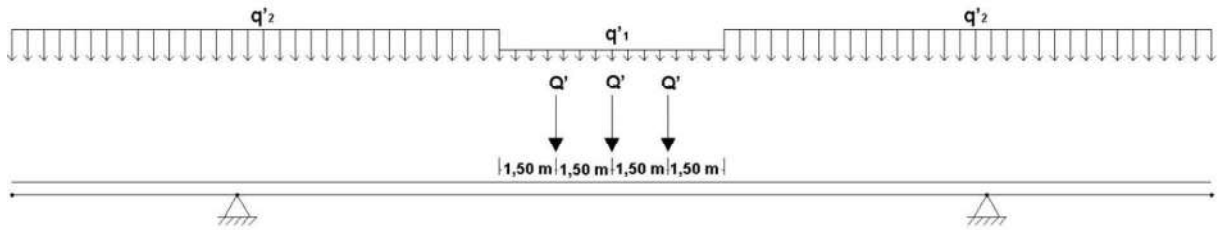
A - Carga de multidão posicionada na região do veículo-tipo

B - Carga de multidão posicionada na região fora do veículo-tipo

Fonte: O autor.

O trem-tipo longitudinal é composto por três carregamentos, Q' representando a carga de cada eixo do veículo-tipo, q'_1 representando a carga de multidão na região do veículo-tipo e q'_2 representando a carga de multidão na região fora do veículo-tipo, conforme a Figura 0.43. Esses carregamentos são calculados nas Equações 0.22, 0.23 e 0.24, respectivamente.

Figura 0.43 – Trem-tipo longitudinal para um trem-tipo da Classe 36.



Fonte: O autor.

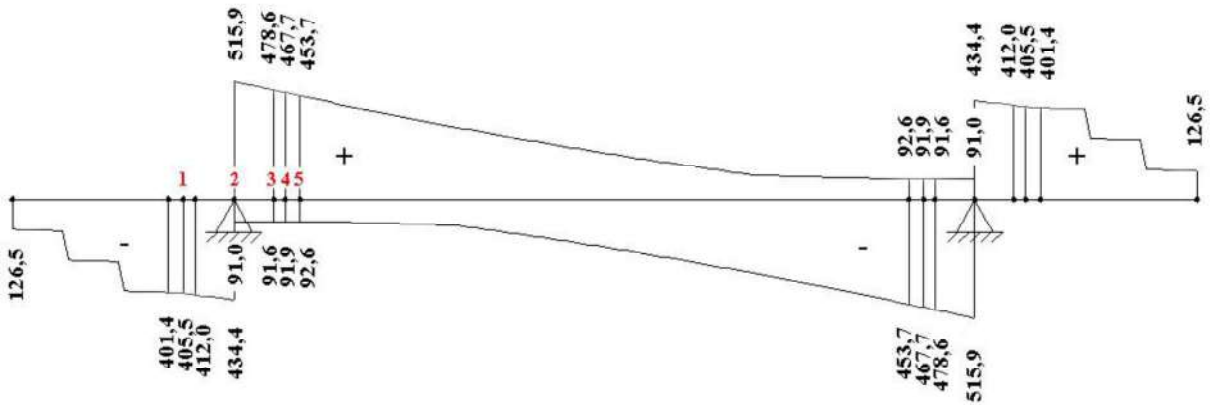
$$Q' = (1,233 + 0,876) \cdot 60 = 126,5 \text{ kN} \quad 0.22$$

$$q'_1 = \left(\frac{0,786 \cdot 4,395}{2} \right) \cdot 3 = 5,2 \text{ kN/m} \quad 0.23$$

$$q'_2 = \left(\frac{0,786 \cdot 4,395}{2} \right) \cdot 3 + \left[\left(\frac{1,323 + 0,786}{2} \right) \cdot 3 \right] \cdot 5 = 21,0 \text{ kN/m} \quad 0.24$$

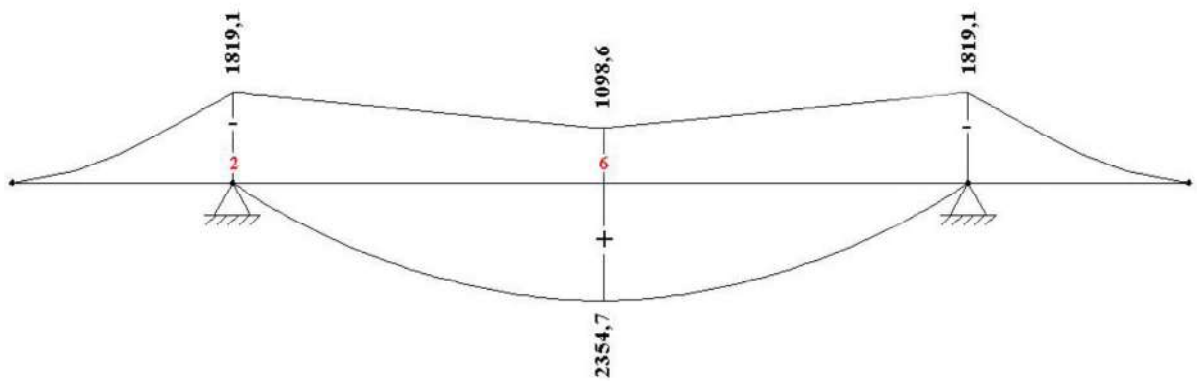
Na Figura 0.44 é representada a envoltória de esforço cortante devido ao carregamento permanente e na Figura 0.45, a envoltória de momento fletor devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão. Para esses valores, não estão incluídos os coeficientes de impacto.

Figura 0.44 – Envoltória de esforço cortante devido ao carregamento móvel.



Fonte: O autor.

Figura 0.45 - Envoltória de momento fletor devido ao carregamento móvel.



Fonte: O autor.

B.2.3 – Estimativa da resistência característica do concreto à compressão ($f_{ck,projeto}$)

Devido à ausência de informações sobre a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) utilizada no projeto do viaduto (que seria uma situação em que não ocorra extração de testemunhos da estrutura), deve-se realizar a estimativa desse parâmetro. A estimativa será feita através da verificação das bielas comprimidas de concreto nas seções críticas.

B.2.3.1 – Seção 2 – Sobre o apoio

Primeiramente calcula-se o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) na seção, adotando-se o valor mais crítico dentre os obtidos pelas Equações 0.25 e 0.26.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot V_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot V_{qk} \quad 0.25$$

$$V_{Sd} = 0,9 \cdot V_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot V_{qk} \quad 0.26$$

onde,

V_{gk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento permanente;

V_{qk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento móvel;

φ – Coeficiente de impacto, conforme a Equação 0.27.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \ell \quad 0.27$$

onde,

ℓ – Vão teórico, em metros.

Com base nessas informações, o coeficiente de impacto para essa seção é dado pela Equação 0.28.

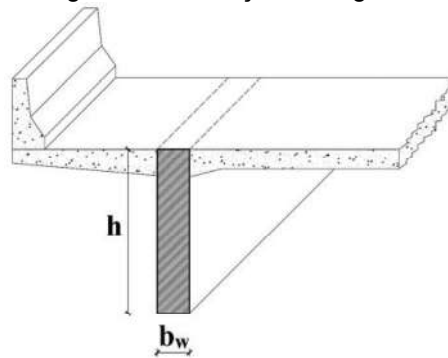
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot 20 = 1,260 \quad 0.28$$

Portanto, tem-se que o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.29.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 752,2 + 1,260 \cdot 1,4 \cdot 515,9 = 1963,1 \text{ kN} \quad 0.29$$

A seção transversal considerada para verificação das bielas comprimidas de concreto é retangular (Figura 0.46) com altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 70 centímetros.

Figura 0.46 – Seção retangular.



Fonte: O autor.

Para a estimativa do f_{ck} , compara-se a tensão convencional de cisalhamento de cálculo (τ_{wd}) com a tensão convencional de cisalhamento última (τ_{wu}), conforme as Equações 0.30, 0.31, 0.32 e 0.33.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \quad 0.30$$

$$\frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \leq 0,25 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 0.31$$

$$d = 0,80 \cdot h \quad 0.32$$

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot \gamma_c \cdot V_{sd}}{0,80 \cdot b_w \cdot d} \quad 0.33$$

Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.34.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 1963,1}{0,80 \cdot 70 \cdot 205} = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 9,6 \text{ MPa} \quad 0.34$$

B.2.3.2 – Seção 3 – Meio do engrossamento

Analogamente, o V_{sd} para esta seção é dado pela Equação 0.35.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 664,9 + 1,260 \cdot 1,4 \cdot 478,6 = 1775,1 \text{ kN} \quad 0.35$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 55,5 centímetros. Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.36.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 1775,1}{0,80 \cdot 55,5 \cdot 205} = 1,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 10,9 \text{ MPa} \quad 0.36$$

B.2.3.3 – Seção 5 – fora do engrossamento

Analogamente, o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.35.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 612,6 + 1,260 \cdot 1,4 \cdot 453,7 = 1658,0 \text{ kN} \quad 0.37$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 41 centímetros. Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.38.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 1658,0}{0,80 \cdot 41 \cdot 205} = 1,38 = 13,8 \text{ MPa} \quad 0.38$$

Portanto, conforme a análise das três seções, estimasse que foi adotado para o projeto um f_{ck} dado pela Equação 0.39.

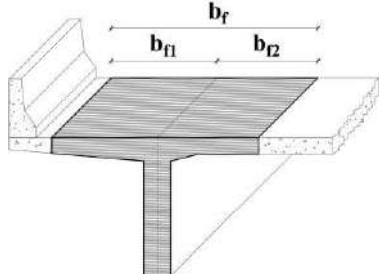
$$f_{ck,previsto} = 15 \text{ MPa} \quad 0.39$$

B.2.4 – Armadura longitudinal positiva – Seção 6

B.2.4.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura longitudinal positiva, permite-se a consideração de uma largura colaborante (b_f), conforme a Figura 0.47.

Figura 0.47 – Largura colaborante conforme a ABNT NBR 6118 (1980).



A - Esquematização da largura colaborante

Largura colaborante						
$c_1 =$	0,07	m	$b_{f1} =$	1,48	m	
$c_3 =$	0,15	m	$b_{f3} =$	1,56	m	
$b_1 =$	1,20	m				
$b_2 =$	5,04	m				
$b_3 =$	1,20	m				
				$b_f =$	3,03	m

B - Cálculo da largura colaborante

Fonte: O autor.

B.2.4.2 – Momento fletor máximo solicitante de cálculo

O momento fletor solicitante de cálculo (M_{Sd}) é definido pela situação mais crítica entre as Equações 0.40 e 0.41.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot M_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot M_{qk} \quad 0.40$$

$$M_{Sd} = 0,9 \cdot M_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot M_{qk} \quad 0.41$$

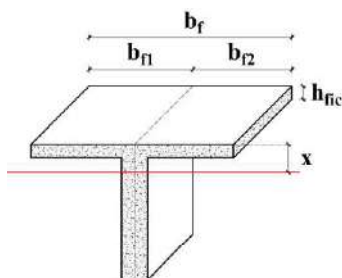
Portanto, para a seção crítica ao momento fletor positivo, o M_{Sd} é dado pela Equação 0.42.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot 2202,4 + 1,260 \cdot 1,4 \cdot 2354,7 = 7237,0 \text{ kN.m} \quad 0.42$$

B.2.4.3 – Posição da linha neutra

Caso a linha neutra (L.N.) passe pela mesa da seção transversal, simplifica-se o dimensionamento considerando uma seção transversal retangular de largura (b_f). Caso contrário, o dimensionamento deve ser feito considerando uma seção T.

Devido à variação da espessura da laje, considerou-se uma espessura fictícia (h_{fic}) constante ao longo de toda a laje para simplificar a verificação da posição da L.N., conforme a Figura 0.48.



B - Espessura fictícia da laje

Figura 0.48 – Posição da L.N.

Posição da linha neutra			
$\gamma_c =$	1,4	$y =$	16,9 cm
$f_{cd} =$	10,7 MPa	$x =$	21,1 cm
$\lambda =$	0,8	$\beta =$	0,13
$h_{fic} =$	26,0 cm		

L.N. passa pela MESA

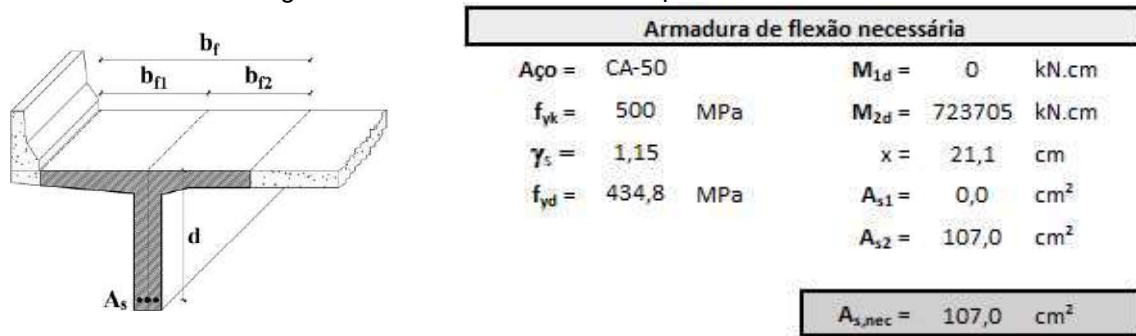
B - Verificação da posição da L.N.

Fonte: O autor.

B.2.4.4 – Armadura positiva mínima necessária

A armadura de flexão necessária, com base no equilíbrio dos esforços internos e considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.49.

Figura 0.49 – Armadura de flexão positiva necessária.



A - Posicionamento da armadura de flexão positiva

B - Armadura de flexão necessária

Fonte: O autor.

B.2.4.5 – Verificação da fadiga

Conforme a EB 3 (1967), atende-se as exigências de fadiga quando a armadura é multiplicada por um coeficiente de fadiga (k_{fad}), dado pela Equação 0.43.

$$k_{fad} = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \quad 0.43$$

onde,

M_1 – Maior momento fletor em valor absoluto;

M_2 – Menor momento fletor em valor absoluto. Quando houver alternância de esforços, adotar $M_2 = 0,5 \cdot M_2$;

σ_e – Tensão de escoamento do aço;

σ_1 – (Tabela 0.9).

Tabela 0.9 – Valores de σ_1 em MPa, conforme a EB 3 (1967).

Tipo de armadura	σ_1 (MPa)
Barras retas ou curvadas ¹	$\frac{360}{\psi}$
Estribos ou barras curvadas ²	$\frac{280}{\psi}$

Notas: ¹ Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 0.10; ² Eixos com raios de curvatura menores que os indicados na Tabela 0.10; $\psi = 1$ para pontes rodoviárias com tráfego preponderante de veículos de carga pesados; ; $\psi = 0,75$ para as demais pontes.

Fonte: O autor.

Tabela 0.10 - Raio de curvatura interno mínimo de uma barra curvada, conforme a EB3 (1967).

Categoria	Raio de curvatura interno
CA-40	$\geq 12 \cdot \phi$
CA-50	$\geq 15 \cdot \phi$
CA-60	$\geq 18 \cdot \phi$

Fonte: O autor

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura de flexão necessária estão apresentadas na Figura 0.50.

Figura 0.50 – Armadura de flexão positiva necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga															
$M_{gk} = 2202,4$ kN.m	$M_{qk,min} = -1098,6$ kN.m														
	$M_{qk,max} = 2354,7$ kN.m														
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;">Combinação 1</td> <td style="text-align: center;">Combinação 2</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_g = 1,4$</td> <td>$\gamma_g = 0,9$</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_q = 1,4$</td> <td>$\gamma_q = 1,4$</td> </tr> <tr> <td>$\phi = 1,260$</td> <td>$\phi = 1,260$</td> </tr> <tr> <td>$M_{Sd1} = 7237,1$ kN.m</td> <td>$M_{Sd2} = 44,2$ kN.m</td> </tr> <tr> <td>$M_1 = 7237,1$ kN.m</td> <td>$k_{fad} = 1,04$</td> </tr> <tr> <td>$M_2 = 44,2$ kN.m</td> <td>$A_{s,nec} = 110,8$ cm²</td> </tr> </table>		Combinação 1	Combinação 2	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$	$\phi = 1,260$	$\phi = 1,260$	$M_{Sd1} = 7237,1$ kN.m	$M_{Sd2} = 44,2$ kN.m	$M_1 = 7237,1$ kN.m	$k_{fad} = 1,04$	$M_2 = 44,2$ kN.m	$A_{s,nec} = 110,8$ cm ²
Combinação 1	Combinação 2														
$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$														
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$														
$\phi = 1,260$	$\phi = 1,260$														
$M_{Sd1} = 7237,1$ kN.m	$M_{Sd2} = 44,2$ kN.m														
$M_1 = 7237,1$ kN.m	$k_{fad} = 1,04$														
$M_2 = 44,2$ kN.m	$A_{s,nec} = 110,8$ cm ²														

Fonte: O autor.

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, tem-se que a armadura longitudinal positiva prevista ($A_{s,previsto}$) é representada na Figura 0.51, e seria equivalente a aproximadamente quatro camadas de seis barras cada, que é um resultado próximo ao previsto pelo ensaio de pacometria.

Figura 0.51 – Armadura de flexão positiva prevista, considerando a fadiga.

Armadura de flexão prevista	
$\phi = 25$ mm	
$n_\phi = 23$	
$n_{\phi,efetivo} = 24$	$A_{s,previsto} = 117,8$ cm ²

Fonte: O autor.

B.2.5 – Armadura longitudinal negativa – Seção 5

B.2.5.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura de flexão negativa, considera-se uma seção retangular situada sobre o apoio.

B.2.5.2 – Momento fletor mínimo solicitante de cálculo

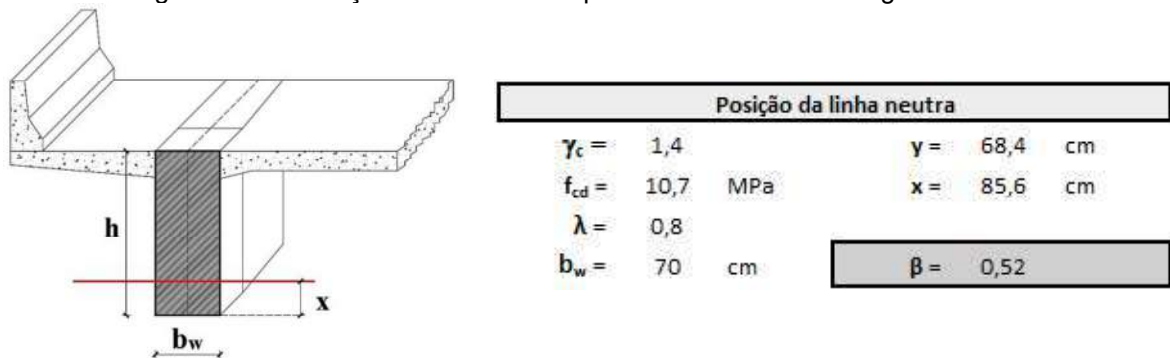
Analogamente ao cálculo do momento fletor máximo solicitante de cálculo, para a situação crítica ao momento fletor negativo, o M_{Sd} é dado pela Equação 0.44.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot (-1574,3) + 1,358 \cdot 1,4 \cdot (-1819,1) = -5662,5 \text{ kN.m} \quad 0.44$$

B.2.5.3 – Posição da linha neutra

A posição da linha neutra está representada na Figura 0.52.

Figura 0.52 – Posição da linha neutra para o momento fletor negativo crítico.



A - Seção transversal sobre o apoio

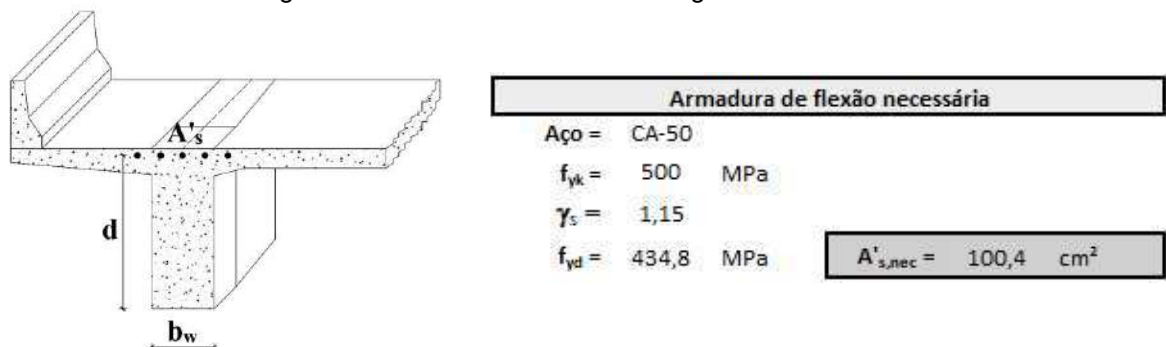
B - Posição da linha neutra

Fonte: O autor.

B.2.5.4 – Armadura negativa mínima necessária

Analogamente ao dimensionamento da armadura longitudinal positiva, a armadura negativa necessária ($A'_{s,nec}$), considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.53.

Figura 0.53 – Armadura de flexão negativa necessária.



A - Posicionamento da armadura de flexão positiva

B - Armadura de flexão necessária

Fonte: O autor.

B.2.5.5 – Verificação da fadiga

Analogamente à verificação da fadiga para a armadura longitudinal positiva, tem-se que o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura de flexão necessária estão apresentados na Figura 0.54.

Figura 0.54 - Armadura de flexão negativa necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga	
$M_{gk} = -1574,3$ kN.m	$M_{qk,min} = -1819,1$ kN.m
	$M_{qk,max} = 0$ kN.m
Combinação 1	Combinação 2
$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_g = 1,4$
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$
$\varphi = 1,36$	$\varphi = 1,36$
$M_{Sd1} = -1416,9$ kN.m	$M_{Sd2} = -5662,5$ kN.m
$M_1 = 5662,5$ kN.m	$k_{fad} = 1,00$
$M_2 = 1416,9$ kN.m	$A'_{s,nec} = 100,4$ cm ²

Fonte: O autor.

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, temos que a armadura longitudinal negativa prevista ($(A'_{s,previsto})$) é representada na Figura 0.55.

Figura 0.55 – Armadura de flexão positiva prevista, considerando a fadiga.

Armadura de flexão prevista	
$\phi = 25$ mm	
$n_\phi = 21$	
$n_{\phi,efetivo} = 22$	$A'_{s,previsto} = 108,0$ cm ²

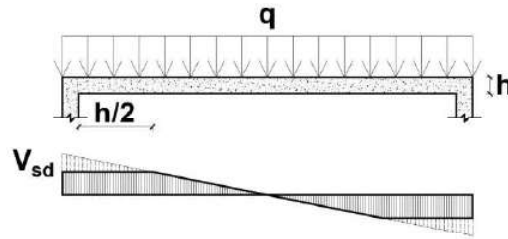
Fonte: O autor.

B.2.6 – Armadura transversal

B.2.6.1 – Redução do esforço cortante solicitante de cálculo em regiões próximas aos apoios

A ABNT NBR 6118 (1980) permite que, para o cálculo da armadura transversal, o esforço cortante no trecho entre o apoio e uma seção situada a uma distância $h/2$ da face do apoio seja constante e igual ao desta seção, conforme a Figura 0.56.

Figura 0.56 – Redução do esforço cortante em seções próximas aos apoios.



Fonte: O autor.

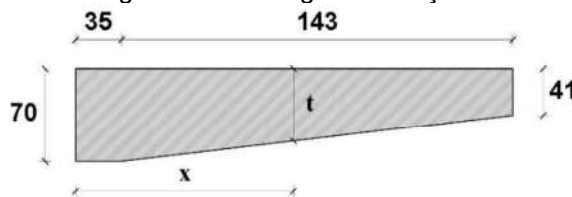
B.2.6.2 – Seção 4 – Região do apoio

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para o dimensionamento da armadura transversal nessa seção é dado pela Equação 0.45.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 642,2 + 1,260 \cdot 1,4 \cdot 467,7 = 1724,1 \text{ kN} \quad 0.45$$

O cálculo da armadura transversal será baseado na seção transversal situada uma distância $h/2$ da face do apoio, tendo largura conforme a Figura 0.57.

Figura 0.57 – Largura da seção transversal para o cálculo da armadura transversal



A - Geometria do engrossamento

x =	138	cm
t =	53	cm

B - Largura para o cálculo da armadura transversal

Fonte: O autor.

Conforme a ABNT NBR 6118 (1980), a armadura transversal deve ser calculada pela teoria clássica de Morsch com base na tensão de cálculo (τ_d) dada pela Equação 0.46.

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad 0.46$$

onde,

τ_c – Parcela de contribuição do concreto na capacidade de absorver tensões oriundas do esforço cortante, a qual, para a flexão simples, é dada pela Equação 0.47.

$$\tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad 0.47$$

onde,

ψ_1 – Coeficiente de ponderação, conforme a Tabela 0.11.

Tabela 0.11 – Coeficiente de ponderação ψ_1 .

Coeficiente de ponderação	ψ_1
$\rho_1 \leq 0,001$	0,07
$\rho_1 \geq 0,015$	0,14
$0,001 < \rho_1 \leq 0,015$	Interpolar linearmente

Fonte: O autor.

onde,

ρ_1 – Menor taxa da armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2 \cdot h$ a parti da face do apoio.

A porcentagem geométrica de armadura transversal (ω_t), para estribos verticais e segundo a teórica clássica de Mörsch, é dada pela Equação 0.48.

$$\omega_t = \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad 0.48$$

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.58.

Figura 0.58 – Armadura transversal necessária.

Armadura transversal necessária	
Aço = CA-50	$\tau_c = 0,27$ MPa
$f_{yk} = 500$ MPa	$\tau_d = 1,57$ MPa
$\gamma_s = 1,15$	$\omega_{t,nec} = 0,004$
$f_{yd} = 434,8$ MPa	
$A_{sw,nec} = 25,2$ cm²/m	

Fonte: O autor.

Conforme a EB 3 (1967), atende-se as exigências de fadiga quando a armadura é multiplicada por um coeficiente de fadiga (k_{fad}), dado pela Equação 0.49.

$$k_{fad} = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \quad 0.49$$

onde,

Q_1 – Maior momento fletor em valor absoluto;

Q_2 – Menor momento fletor em valor absoluto. Quando houver alternância de esforços, adotar $Q_2 = 0$;

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura transversal necessária estão apresentadas na Figura 0.59.

Figura 0.59 – Armadura transversal necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga															
$V_{gk} = 642,2$ kN.m	$V_{qk,min} = -91,9$ kN.m														
	$V_{qk,max} = 467,7$ kN.m														
<table border="0"> <tr> <td style="text-align: center;">Combinação 1</td> <td style="text-align: center;">Combinação 2</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_g = 1,4$</td> <td>$\gamma_g = 0,9$</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_q = 1,4$</td> <td>$\gamma_q = 1,4$</td> </tr> <tr> <td>$\varphi = 1,26$</td> <td>$\varphi = 1,26$</td> </tr> <tr> <td>$V_{Sd1} = 1724,1$ kN.m</td> <td>$V_{Sd2} = 415,9$ kN.m</td> </tr> <tr> <td>$V_1 = 1724,1$ kN.m</td> <td>$k_{fad} = 1,02$</td> </tr> <tr> <td>$V_2 = 415,9$ kN.m</td> <td>$A_{sw,nec} = 25,6$ cm²/m</td> </tr> </table>		Combinação 1	Combinação 2	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$	$\varphi = 1,26$	$\varphi = 1,26$	$V_{Sd1} = 1724,1$ kN.m	$V_{Sd2} = 415,9$ kN.m	$V_1 = 1724,1$ kN.m	$k_{fad} = 1,02$	$V_2 = 415,9$ kN.m	$A_{sw,nec} = 25,6$ cm ² /m
Combinação 1	Combinação 2														
$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$														
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$														
$\varphi = 1,26$	$\varphi = 1,26$														
$V_{Sd1} = 1724,1$ kN.m	$V_{Sd2} = 415,9$ kN.m														
$V_1 = 1724,1$ kN.m	$k_{fad} = 1,02$														
$V_2 = 415,9$ kN.m	$A_{sw,nec} = 25,6$ cm ² /m														

Fonte: O autor.

Na Figura 0.60 observa-se que estribos verticais ($\phi_t = 12,5$ mm) com quatro ramos espaçados longitudinalmente a cada 20,0 cm são os mais adequados, que é um resultado próximo ao resultado aferido no ensaio de pacometria.

Figura 0.60 - Armadura transversal prevista, considerando a fadiga.

Armadura transversal prevista	
$\phi_t = 12,5$ mm	
$n_{ramos} = 4$ unidades	
$s_t = 20$ cm	$A_{sw,prev} = 24,5$ cm ² /m

Fonte: O autor.

B.2.6.3 – Seção 1 – Região do balanço

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) para o dimensionamento da armadura transversal desta seção é dado pela Equação 0.50.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 380,0 + 1,358 \cdot 1,4 \cdot 405,5 = 1302,9 \text{ kN} \quad 0.50$$

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.61.

Figura 0.61 – Armadura transversal necessária.

Armadura transversal necessária	
$A_{\text{ço}} = \text{CA-50}$	$\tau_c = 0,27$ MPa
$f_{yk} = 500$ MPa	$\tau_d = 1,12$ MPa
$\gamma_s = 1,15$	$\omega_{t,nec} = 0,003$
$f_{yd} = 434,8$ MPa	$A_{sw,nec} = 18,0$ cm ² /m

Fonte: O autor.

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura transversal necessária estão apresentadas na Figura 0.62.

Figura 0.62 – Armadura transversal necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga					
$V_{gk} =$	380	kN.m			
$V_{qk,min} =$	0	kN.m			
$V_{qk,max} =$	405,5	kN.m			
Combinação 1		Combinação 2			
$\gamma_g =$	1,4	$\gamma_g =$	0,9		
$\gamma_q =$	1,4	$\gamma_q =$	1,4		
$\varphi =$	1,36	$\varphi =$	1,36		
$V_{Sd1} =$	1302,9	kN.m	$V_{Sd2} =$	342,0	kN.m
$V_1 =$	1302,9	kN.m	$k_{fad} = 1,00$		
$V_2 =$	342,0	kN.m	$A_{sw,nec} = 18,0$ cm ² /m		

Fonte: O autor.

Na Figura 0.63 é demonstrado que estribos verticais ($\phi_t = 12,5$ mm) com quatro ramos espaçados longitudinalmente a cada 26 centímetros são os mais adequados.

Figura 0.63 - Armadura transversal prevista, considerando a fadiga.

Armadura transversal prevista			
$\phi_t =$	12,5	mm	
$n_{ramos} =$	4	unidades	
$s_t =$	26	cm	$A_{sw,prev} = 18,9$ cm ² /m

Fonte: O autor.

B.3 – ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

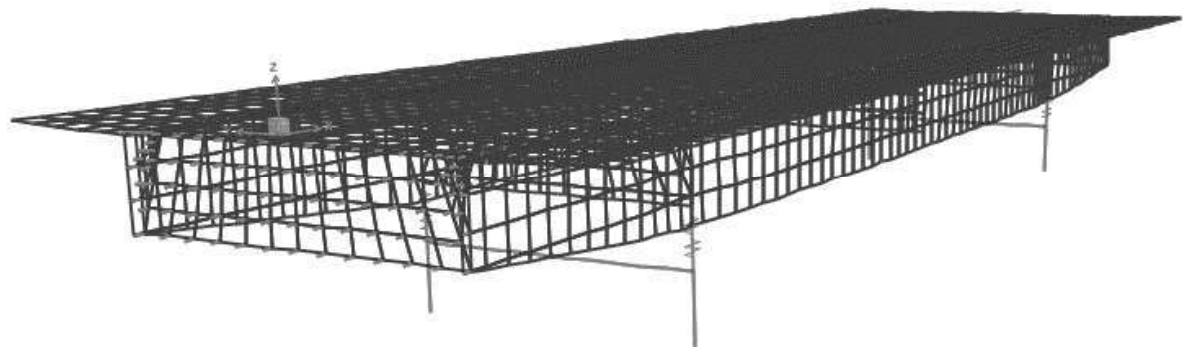
B.3.1 – Modelo de elementos finitos

O modelo de elementos finitos e sua respectiva malha de elementos finitos são apresentados na Figura 0.64, gerados a partir do *software* CSIBridge v.23. Todos os elementos que compõem o tabuleiro foram discretizados por meio de elementos de casca (*Shell*).

Figura 0.64 – Modelo estrutural do viaduto no *software* CSIBridge.



A - Modelo 3D



B - Malha de elementos finitos

Fonte: O autor.

B.3.1.1 – Propriedades do concreto

Adotou-se para as propriedades do concreto no modelo de elementos finitos (resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade e peso específico) os valores obtidos nos testemunhos, conforme a Figura 0.65.

Figura 0.65 – Propriedades do concreto no modelo de elementos finitos.

B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C15

Material Type: Concrete

Material Grade: C10/15

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24,2682

Mass per Unit Volume: 2,4747

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20842500,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 8684375,

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 14390,

Expected Concrete Compressive Strength: 14390,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [disabled]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fonte: O autor.

B.3.1.2 – Seção transversal do tabuleiro

Modelou-se a seção transversal do tabuleiro como viga t de concreto (*Concrete Tee Beam*). Devido à redução da altura do tabuleiro na região dos balanços, modelou-se duas seções transversais, uma para o vão central da ponte e uma para os balanços (altura total igual à da extremidade), conforme a Figura 0.66. O engrossamento das longarinas nas seções próximas aos apoios e redução da altura do tabuleiro na região

dos balanços foram representados por variações paramétricas (Parametric Variations), as quais aumentam, respectivamente, a espessura da longarina e a altura do tabuleiro, conforme a Figura 0.67.

Figura 0.66 – Seção transversal do tabuleiro da ponte modelada no CSIBridge v23.

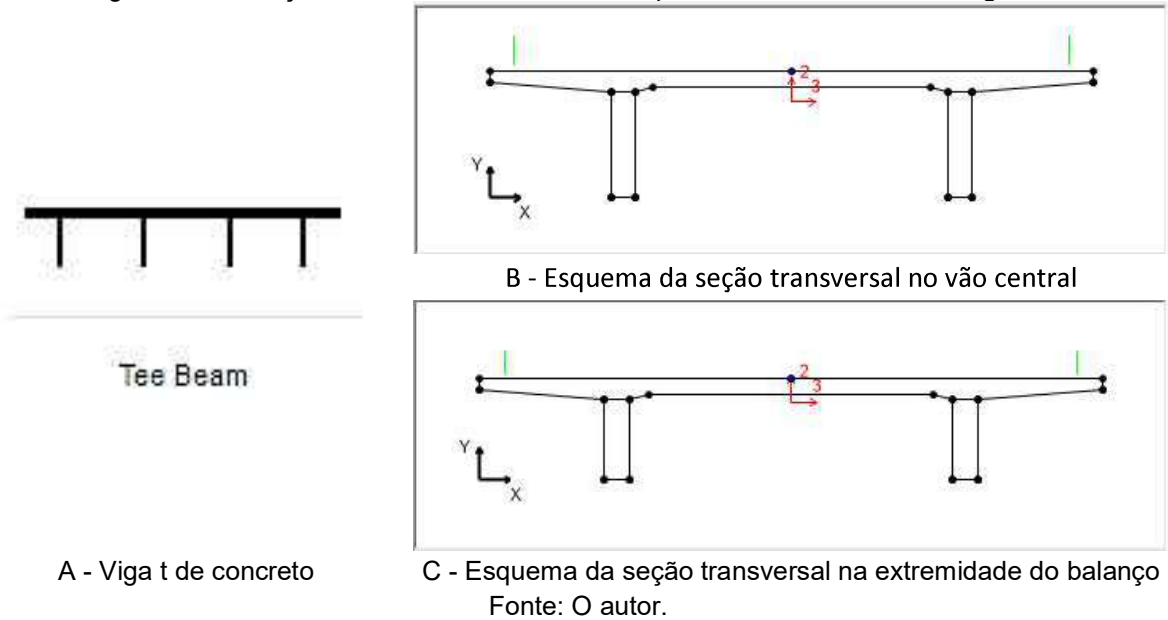
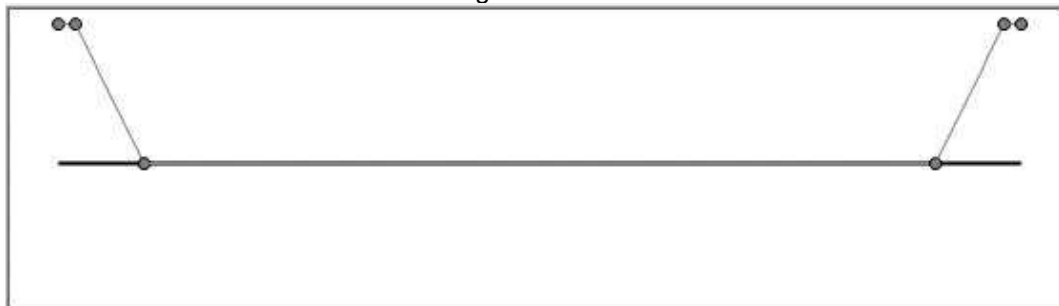


Figura 0.67 – Engrossamento da longarina nos vãos centrais representado por uma variação paramétrica.

Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m
1		0,	0,29
1	Start of Variation	0,	0,29
2	Linear	0,35	0,29
3	Linear	1,78	0,
4	Linear	18,22	0,
5	Linear	19,65	0,29
6	Linear to End of Variation	20,	0,29

A - Dimensões do engrossamento nos vãos centrais



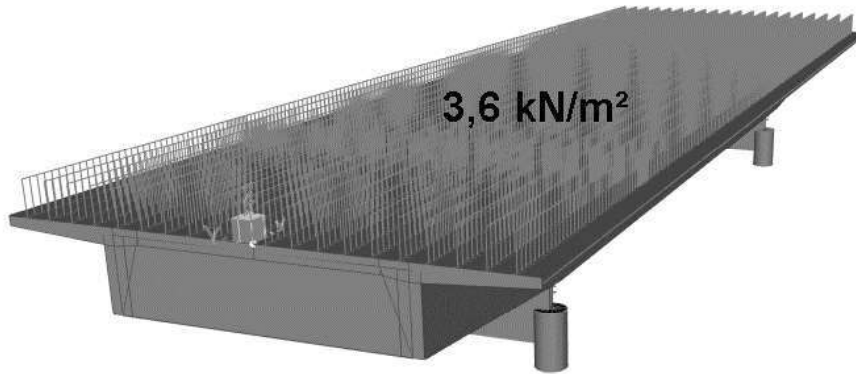
B - Esquematisação do engrossamento nos vãos centrais

Fonte: O autor.

O carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica (*Wearing Surface Loads*) é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento distribuído sobre a laje, exceto na região das defensas (Figura 0.68). Considerou-se

uma camada uniforme de 15,0 cm, portanto, ao multiplicar essa espessura pelo peso próprio do material asfáltico (γ_{PAV}), obtém-se que o carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica é de 3,6 kN/m².

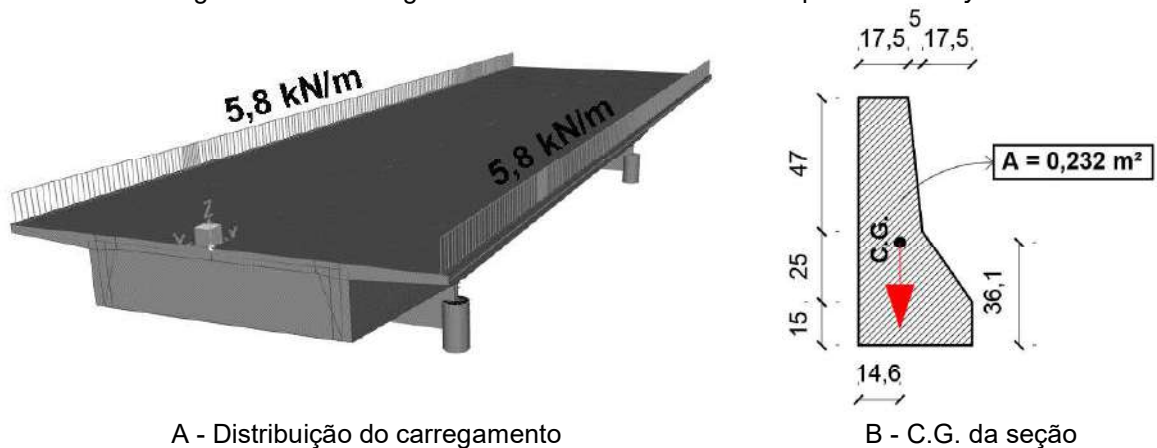
Figura 0.68 – Carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica.



Fonte: O autor.

O carregamento devido ao peso próprio das defensas do tipo *New Jersey* também é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento linear e uniformemente distribuído do longo do eixo que passa pelo centro de gravidade (C.G.) do elemento (Figura 0.69). O carregamento é obtido pela multiplicação da área da seção transversal da defesa pelo peso próprio do concreto armado (γ_{CA}), obtendo-se um carregamento de 5,8 kN/m.

Figura 0.69 – Carregamento devido às defensas do tipo *New Jersey*.



A - Distribuição do carregamento

Fonte: O autor.

B.3.1.3 – Transversinas e travessas

Todas as transversinas foram conectadas à laje do tabuleiro no modelo (Figura 0.70) devido à configuração padrão do software, não sendo possível desconectá-las.

Figura 0.70 – Transversina conectada à laje do tabuleiro.

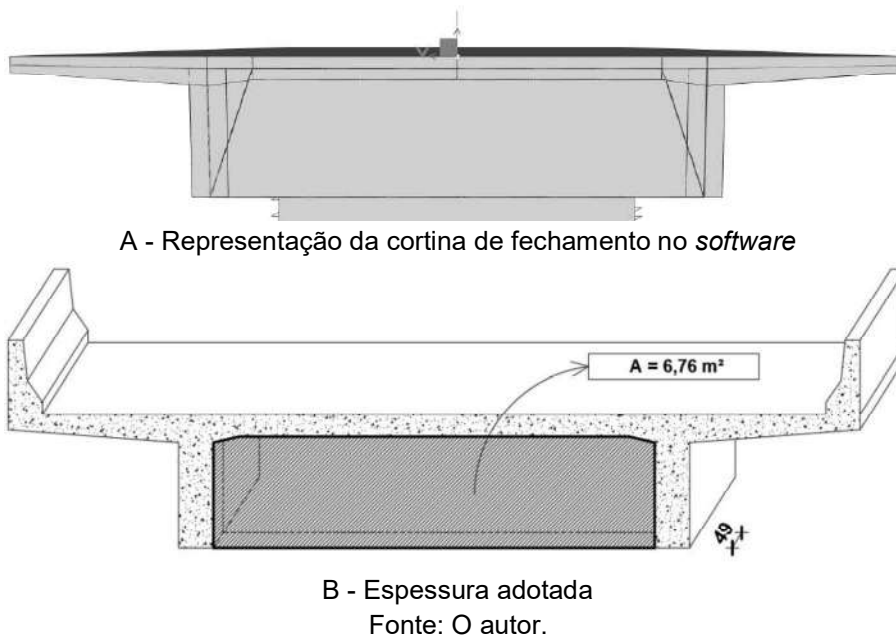


Fonte: O autor.

B.3.1.4 – Cortinas de fechamento

O *software* não permite a modelagem de cortinas de fechamento compatíveis com a geometria usualmente encontradas nas pontes brasileiras, portanto, a representação das cortinas é feita por transversinas (Figura 0.71), as quais possuem a espessura calculada baseada no volume total da cortina. Obteve-se uma espessura de, aproximadamente, 49,0 cm para a transversina equivalente.

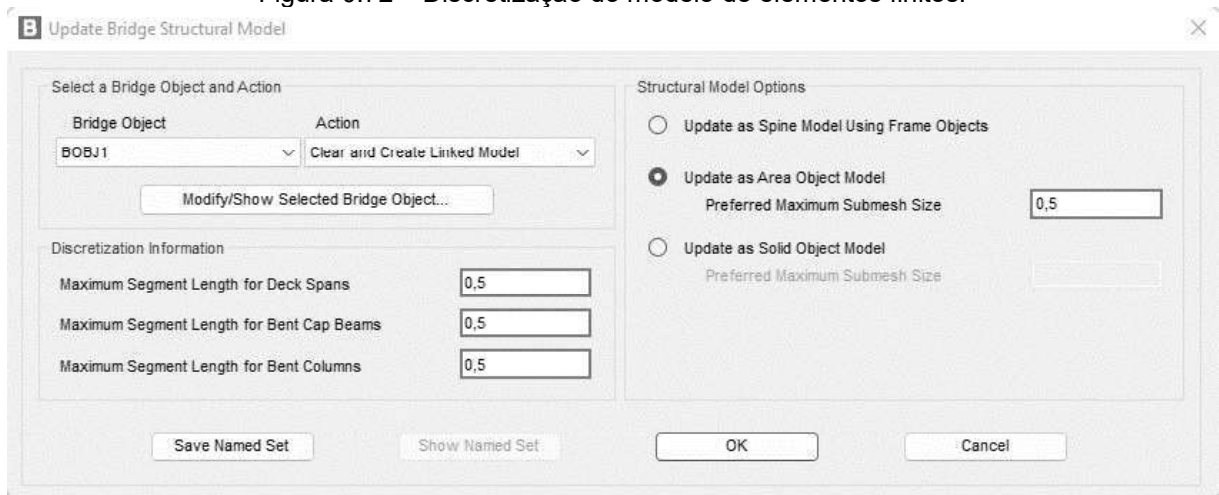
Figura 0.71 – Cortina de fechamento no modelo de elementos finitos.



B.3.1.5 – Calibração do modelo

A discretização do modelo foi feita com as dimensões (em metros) descritas na Figura 0.72.

Figura 0.72 – Discretização do modelo de elementos finitos.



Fonte: O autor.

A estrutura não apresenta aparelhos de apoio. Para representar o comportamento da estrutura, utilizou-se, em um lado da estrutura, apoios com translação parcialmente restringida na direção longitudinal da ponte e restringida nas demais direções, e rotação livre em todas as direções, e apoios com translação restringida e rotação livre em todas as direções, conforme a Figura 0.73. Essa consideração foi necessária para aliviar a reação horizontal entre a longarina e o pilar, evitando que essa reação associada ao braço de alavanca, correspondente à altura do pilar, gerasse um momento que reduziria o momento negativo na longarina, o que seria uma hipótese que vai contra a segurança da análise.

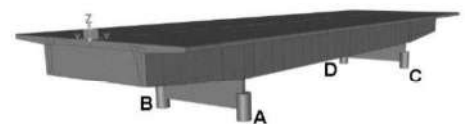
Figura 0.73 – Restrições nos apoios.

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Partial Fixity	0,5
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

A - Apoios A e B

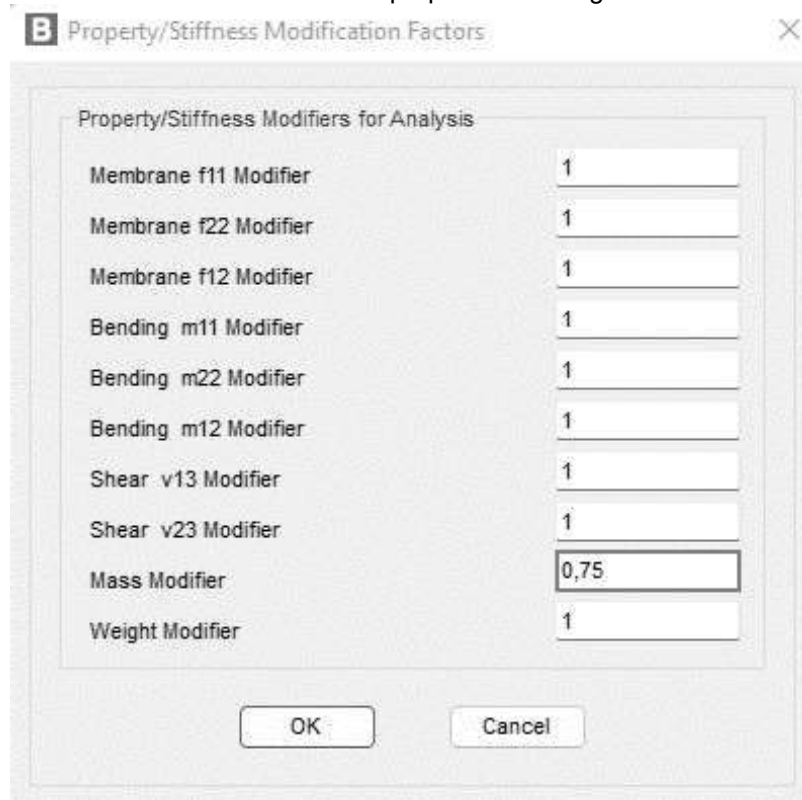
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

B - Apoios C e D



Fonte: O autor.


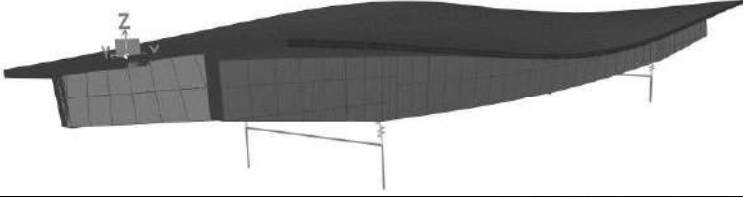
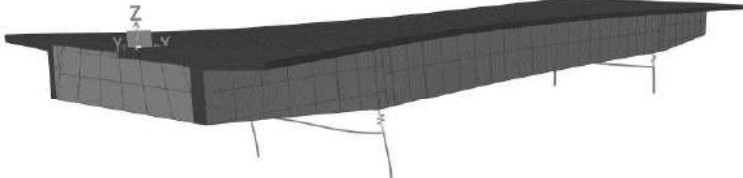
Para a análise modal, a massa da estrutura (dos elementos shell) foi reduzida em 25% (Figura 0.74), afim de representar mais fielmente o comportamento da estrutura.

Figura 0.74 – Fatores modificadores de propriedades e rigidez dos elementos *Shell*.

Fonte: O autor.

Os primeiros modos de vibração da estrutura do modelo de elementos finitos e suas respectivas frequências estão apresentados na Tabela 0.12. O primeiro modo de vibração obtido pelo modelo de Elementos finitos corresponde a uma translação do tabuleiro e flexão dos pilares, e não foi considerado. Os modelos flexionais do tabuleiro só apareceram a partir da segunda frequência natural. Observa-se que a primeira frequência (6,29 Hz) ficou abaixo do previsto pelo ensaio de acelerometria (6,6 Hz). Foram feitas várias tentativas de ajuste do modelo de elementos finitos, no entanto, não se chegou a uma calibração satisfatória, até mesmo porque a ponte encontra-se contida lateralmente pelas cortinas e aterros, o que pode afetar o comportamento dinâmico da estrutura, sendo uma condição de contorno difícil de representar na modelagem. De qualquer modo, considera-se que a faixa das três primeiras frequências foram representativas, em relação aos valores obtidos em ensaios.

Tabela 0.12 – Modos de vibração do modelo de elementos finitos, conforme a redução da massa do sistema.

Modo	Tipo	Frequência (Hz)
2°		6,29
3°		7,71
4°		9,94

Fonte: O autor.

Devido a utilização de apenas um equipamento de acelerometria, não foi possível gerar as deformadas modais experimentais, o que dificulta a calibração do modelo em elementos finitos tanto do posto de vista das frequências quanto dos modos de vibração.

B.3.2 – Veículos analisados

Com o modelo de elementos finitos ajustado, analisou-se, além do trem-tipo de projeto (Classe 36), a carga móvel rodoviária padrão da normatização atual (ABNT NBR 7188, 2013), a TB-450, conforme a Tabela 0.13.

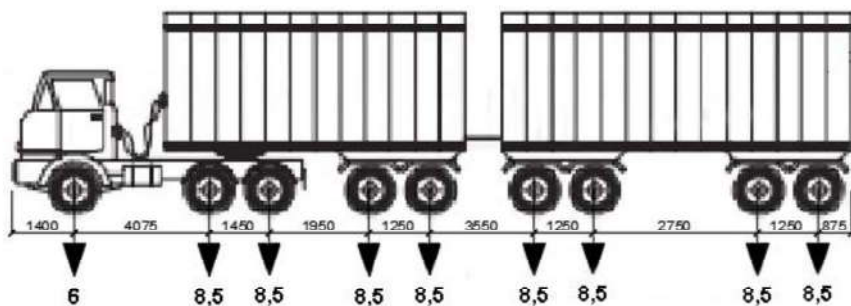
Tabela 0.13 - Trens-tipo analisados.

	Unidade	Classe 36	TB-450	
	P_{total}	kN	360	450
	P_1	kN	60	75
	P_2	kN	60	75
	P_3	kN	60	75
	C	m	6,0	6,0
	L	m	3,0	3,0
	b_1	m	0,45	0,50
	b_2	m	0,45	0,50
	b_3	m	0,45	0,50
	b_4	m	0,20	0,2
a	m	1,5	1,5	
b	m	2,0	2,0	

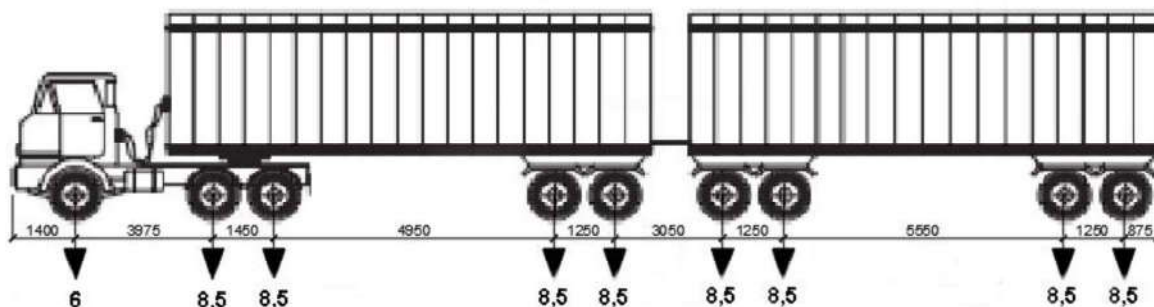
Fonte: O autor.

Analisou-se também alguns veículos presentes no estudo de El Debs et al (2004), conforme a Figura 0.75, além de mais três veículos mais atuais apresentados na Figura 0.76 e uma composição de carga indivisível PBT 200.

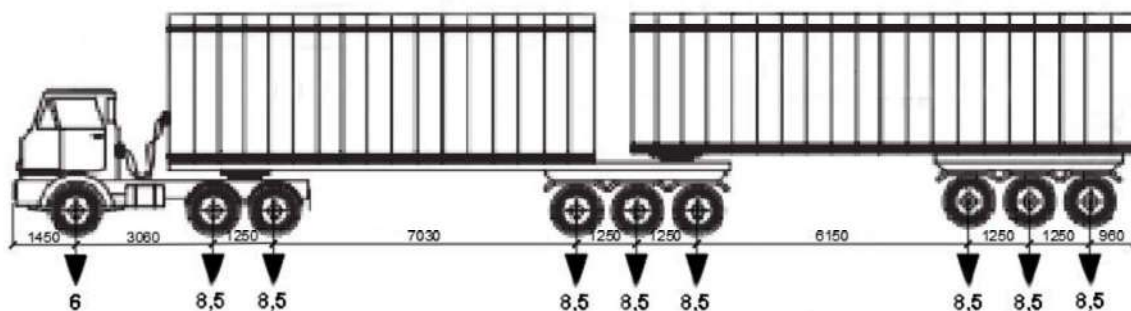
Figura 0.75 - Veículos analisados no estudo de El Debs et al (2004).



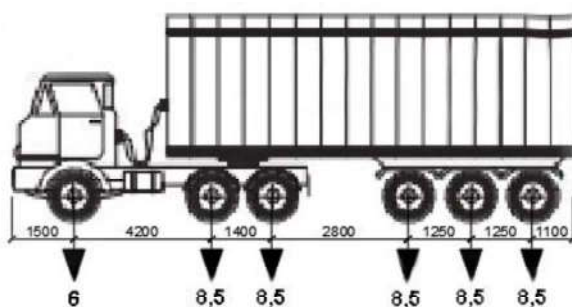
A - Rodotrem (74 ton) – 19,80 m de comprimento (RT 74/20)



B - Rodotrem (74 ton) – 25,00 m de comprimento (RT 74/25)



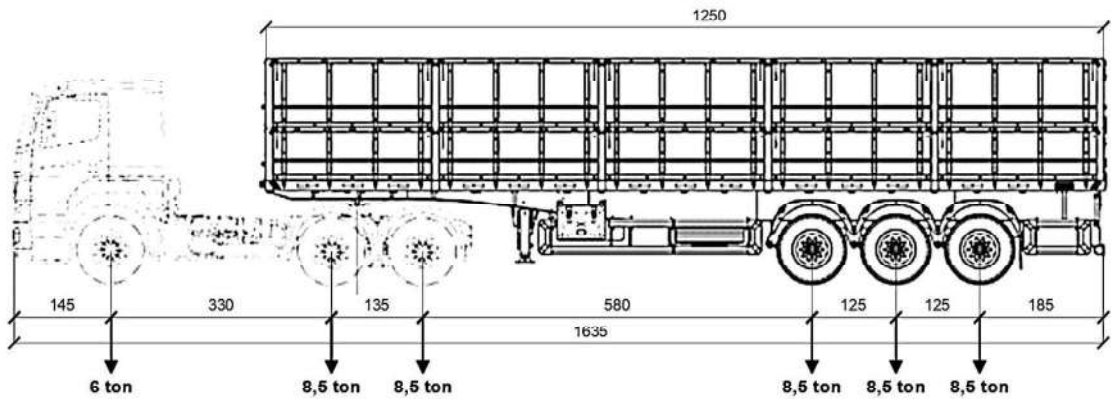
C - Bitrem (74 ton) – 24,90 m de comprimento (BT 74/25)



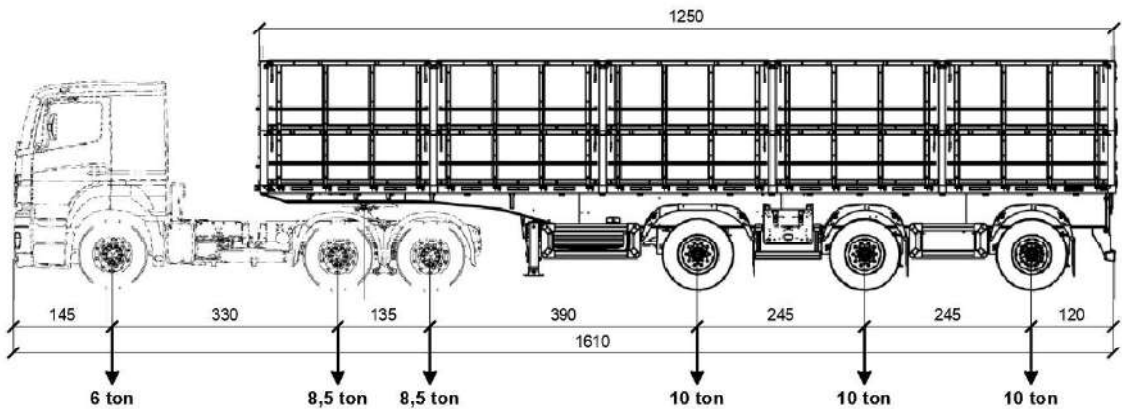
D - Caminhão basculante (48,5 ton) – 13,50 m de comprimento (B 49/14)

Fonte: Adaptado de El Debs et al (2004).

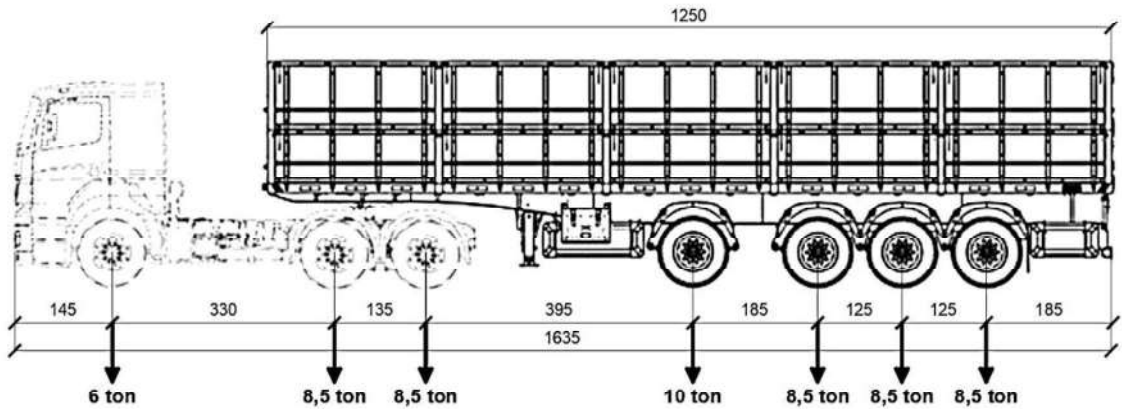
Figura 0.76 – Outros CVC's analisados.



A - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3S3) – 48,5 toneladas



B - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3I3) – 53 toneladas

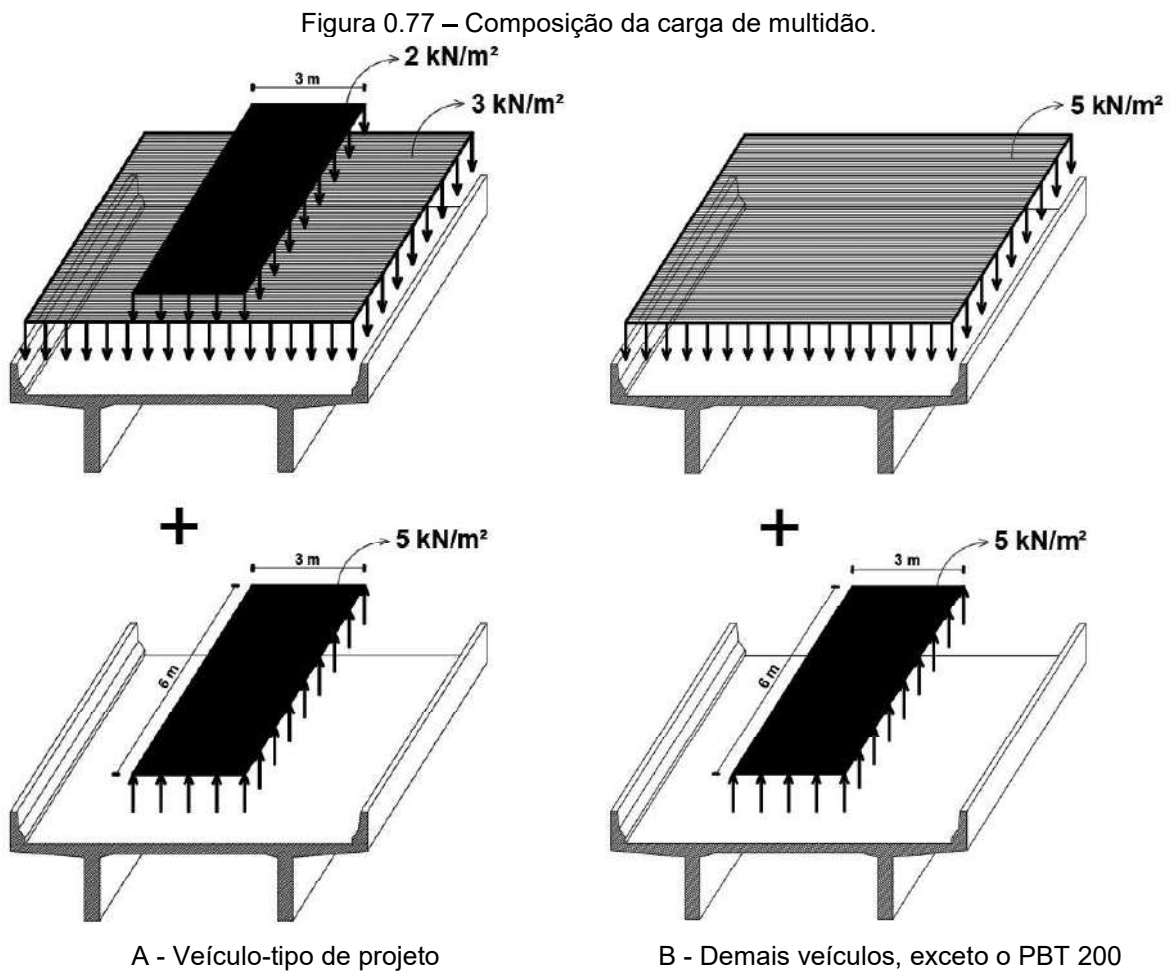


C - 3S3 + 4º eixo - 58,5 toneladas

Fonte: Adaptado de Noma (2022).

Todos os veículos acima foram analisados em conjunto com a carga de multidão. O *software* CSIBridge v23 considera a carga de multidão distribuída em faixas perpendiculares ao eixo longitudinal da ponte. A carga é distribuída ao longo de toda a faixa, incluindo a região ocupada pelo veículo-tipo. Para compatibilização com a normatização brasileira, onde a carga de multidão não é colocada nessa região, será feita uma superposição de efeitos.

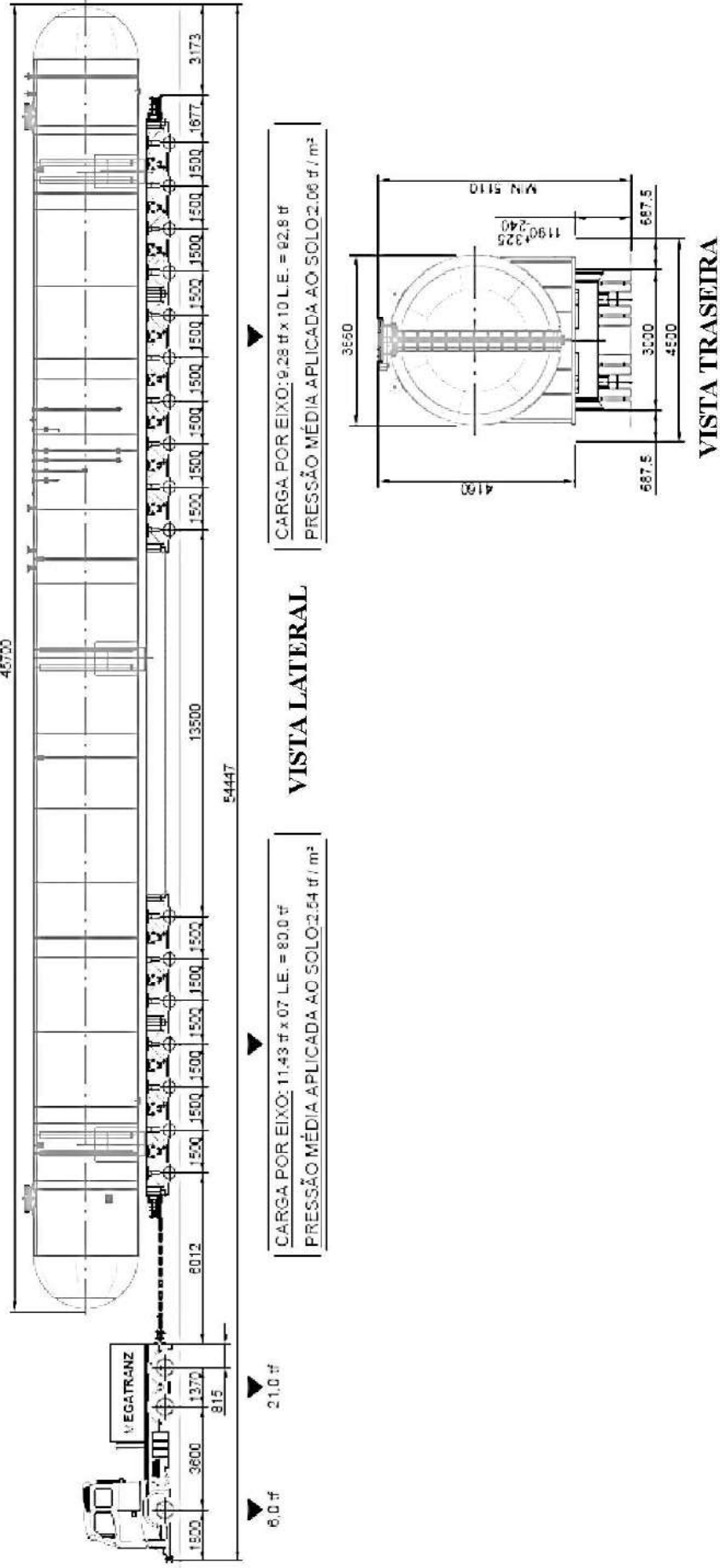
Para o veículo-tipo de projeto (Classe 36), a carga de multidão será composta de três partes: uma aplicada em toda a largura do tabuleiro, exceto na região das defensas, uma aplicada em uma faixa de 3 metros de largura, correspondente à largura do veículo-tipo, e outra aplicada na área do veículo-tipo, porém com sentido contrário (Figura 0.77). Para os demais veículos, excetuando-se o PBT 200, a carga de multidão será composta de duas partes: uma aplicada em toda a largura do tabuleiro, exceto na região das defensas, e outra aplicada na área do veículo-tipo, porém com sentido contrário (Figura 0.77).



Fonte: O autor.

Um Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis, que possui um peso bruto total (PBT) de 199,800 toneladas (Figura 0.78) também foi analisado. Ressalta-se que para análise das solicitações deste veículo, não foram considerados o coeficiente de impacto nem a carga de multidão.

Figura 0.78 – Conjunto Transportador de Cargas Especiais Individuais com PBT de 199,8 toneladas (PBT 200).



Fonte: O autor.

Na Tabela 0.14 são apresentadas as solicitações características devido ao carregamento móvel nas seções utilizadas para a reconstituição do projeto, para cada veículo, e sua relação com as solicitações características devido trem-tipo de projeto. Percebe-se que o esforço cortante e o momento fletor positivo são as solicitações mais críticas.

Tabela 0.14 – Comparação entre as solicitações devido ao carregamento móvel no modelo de elementos finitos.

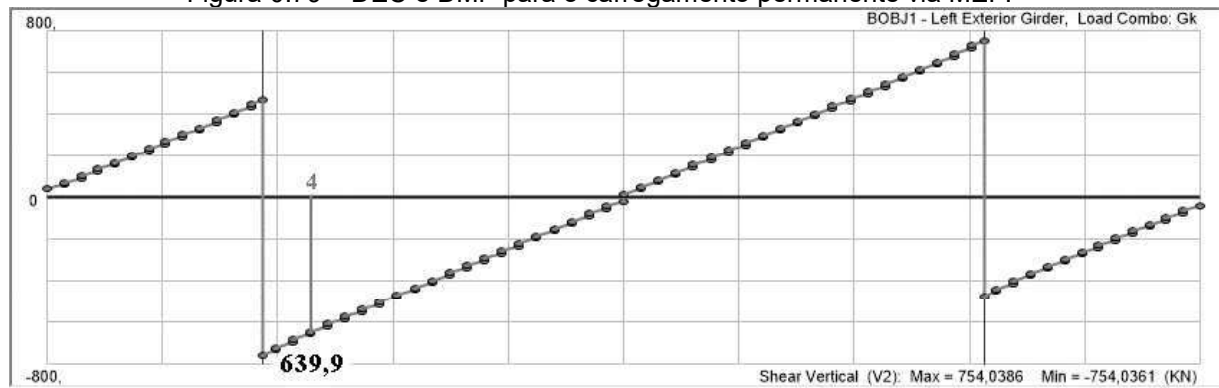
VEÍCULO	SEÇÃO 4		SEÇÃO 2		SEÇÃO 6	
	V _{qk} (kN)		M _{qk} (kN.m)		M _{qk} (kN.m)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Classe 36	-72,5	+382,2	-1602,0	+211,6	-796,2	+1848,9
TB-450	-98,5	+537,1	-2161,2	+297,6	-1104,9	+2630,4
RT 74/20	-71,5	+526,5	-1590,4	+331,3	-833,5	+2448,0
RT 74/25	-65,4	+483,7	-1410,3	+274,0	-766,3	+2074,7
BT 74/25	-76,6	+481,8	-1567,4	+290,1	-825,8	+2051,5
B 49/14	-70,9	+474,4	-1547,4	+286,6	-834,7	+2307,9
3I3	-60,8	+434,4	-1314,2	+248,6	-732,1	+2053,4
3S3	-66,5	+421,1	-1437,4	+226,9	-794,2	+1919,3
3S3 + 4º eixo	-73,5	+491,3	-1598,1	+278,5	-855,8	+2280,9
PBT 200	-102,3	+601,1	-1762,3	+395,7	-1156,9	+2681,3

Fonte: O autor.

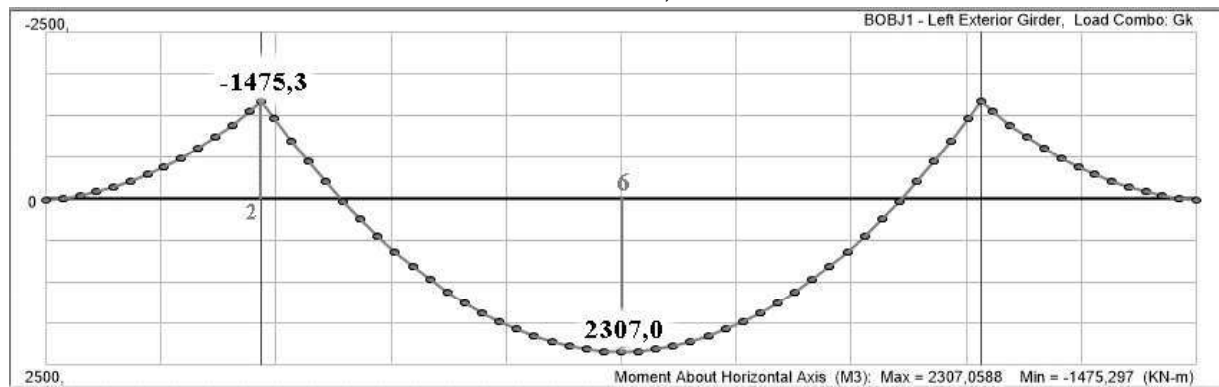
B.3.3 – Solicitações devido ao carregamento permanente no MEF

Na Figura 0.79 são apresentados os diagramas de esforço cortante (DEC) e de momento fletor (DMF) característicos para o carregamento permanente obtidos via modelo de elementos finitos.

Figura 0.79 – DEC e DMF para o carregamento permanente via MEF.



A - DEC 639,9



B - DMF

Fonte: O autor.

B.3.4 – Modelos de análise da segurança estrutural

Uma das formas de avaliar a segurança estrutural é por meio do *Rating Factor*, calculado de acordo com a Equação 0.51. O método consiste basicamente em calcular a relação entre a resistência da seção analisada ao carregamento móvel e as solicitações devido ao veículo analisado. Portanto, quando o resultado é maior do que 1,0, a estrutura está segura para a transposição do veículo analisado.

$$RF = \frac{\phi \cdot R_d - \gamma_G \cdot G_k}{\gamma_Q \cdot Q_k \cdot \phi} \quad 0.51$$

onde,

ϕ - Fator de redução da capacidade;

R_d – Resistência de projeto;

γ_G – Coeficiente de majoração das ações permanentes devido ao peso próprio;

G_k – Valor característico da ação permanente devido ao peso próprio;

γ_Q – Coeficiente de majoração das ações variáveis;

Q_k – Valor característico da ação variável;

φ – Coeficiente de amplificação dinâmica (Coeficiente de Impacto).

A ABNT NBR 7187 (2021) permite, para obras rodoviárias existentes sem limitações estruturais identificadas, a redução dos coeficientes de majoração dos esforços (γ_G e γ_Q), desde que sejam atendidas as seguintes condições:

- Classificação igual ou superior a 4 para parâmetros estruturais e de durabilidade, obtida em inspeção especial, conforme a ABNT NBR 9452 (2019). A confirmação da classificação estrutural deve sempre ser feita mediante a uma verificação estrutural, considerando a caracterização geométrica e dos materiais na condição atual;
- Casos de inexistência de limitação de acesso a todos os elementos estruturais, exceto quando forem adotadas providências destinadas a sanar essa deficiência;
- Obras com bom desempenho estrutural, no mínimo ao longo de 30 anos após o início da operação, obrigatoriamente comprovado por meio de verificação estrutural.

Quando atendidos integralmente todos os requisitos acima, permite-se a adoção dos coeficientes de majoração dos esforços apresentados na Tabela 0.15.

Tabela 0.15 – Coeficientes de majoração das ações.

Ações permanentes agrupadas (γ_G)	Ações variáveis (γ_Q)
1,20	1,35

Fonte: O autor.

O coeficiente de impacto (φ) é calculado conforme a ABNT NBR 7188 (2013), o qual é composto por três parcelas (Equações 0.52, 0.53, 0.54, 0.55 e 0.56): o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). Para o estudo, o CIA será desconsiderado, pois trata da verificação da segurança das seções críticas para momento fletor e esforço cortante.

$$\varphi = \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA} \quad 0.52$$

$$\text{CIV} = 1,35 \quad \ell < 10 \text{ m} \quad 0.53$$

$$\begin{aligned} \text{CIV} &= 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{\ell + 50} \right) & 10 \leq \ell & & 0.54 \\ & & < 200 \text{ m} & & \\ \text{CNF} &= 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 & & & 0.55 \\ \text{CIA} &= 1,0 & & & 0.56 \end{aligned}$$

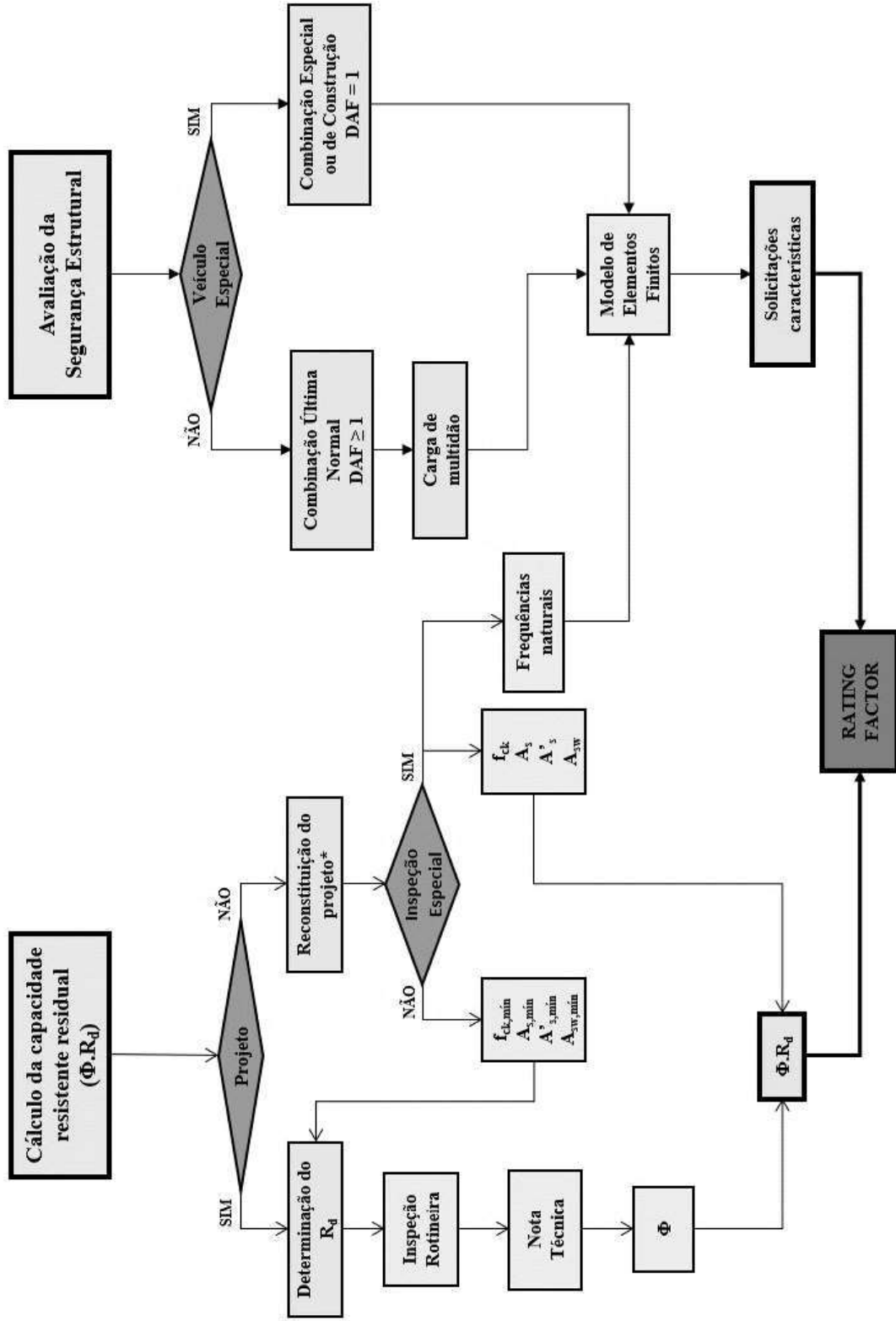
Percebe-se que para o cálculo do Rating Factor é necessário a obtenção de dois itens, a capacidade resistente residual do elemento estrutural ($\emptyset \cdot R_d$) e as solicitações características para o veículo em análise. Desse modo, desenvolveu-se uma metodologia para obtenção do Rating Factor, considerando dois caminhos de análise, conforme a Figura 0.80.

A obtenção da capacidade resistente residual depende da existência do projeto da estrutura e da realização de ensaios experimentais. Para o estudo, não se tem disponível o projeto da ponte, portanto a obtenção da capacidade resistente residual será feita por dois modelos, o primeiro sem a utilização de ensaios experimentais e o segundo com a utilização destes ensaios.

Para o primeiro caminho de análise, é obtido o fator de redução da capacidade (\emptyset) por meio da nota técnica atribuída a ponte. Já o segundo caminho, o fator de redução da capacidade está embutido no cálculo da capacidade resistente obtida a partir dos dados de ensaios experimentais. Ressalta-se que a resistência de projeto (R_d) sempre deve ser obtida conforme a normatização vigente.

O *Rating Factor* foi avaliado para o esforço cortante resistente de cálculo e para os momentos fletores resistentes de cálculo positivos e negativos. O resultado final é o menor valor entre os três analisados.

Figura 0.80 – Fluxograma de análise da segurança estrutural de pontes rodoviárias.



Fonte: O autor.

B.3.4.1 – Resistência de projeto (R_d) conforme o $f_{ck,previsto}$

O esforço resistente de projeto é calculado a partir das armaduras mínimas e da resistência característica à compressão do concreto prevista obtidas com a reconstituição do projeto, adequando-se às recomendações da normatização atual brasileira.

Para o momento fletor positivo na seção 6, a largura colaborante conforme a ABNT NBR 6118 (2014) está apresentada na Figura 0.81.

Figura 0.81 – Largura colaborante conforme a normatização atual.

Largura colaborante					
$c_1 =$	0,07	m	$b_n =$	1,48	m
$c_3 =$	0,15	m	$b_B =$	1,555	m
$b_1 =$	1,20	m			
$b_2 =$	5,45	m			
$b_3 =$	1,20	m			
			$b_f =$	3,03	m

Fonte: O autor.

Na Equação 0.57 é mostrado o momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$).

$$M_{Rd,teórico} = 7478,2 \text{ kN.m} \quad 0.57$$

Analogamente ao momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$), na Equação 0.58 é mostrado o momento fletor resistente teórico na seção 2, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,teórico}$).

$$M'_{Rd,teórico} = -5662,5 \text{ kN.m} \quad 0.58$$

Adota-se o Modelo II de dimensionamento e verificação das armaduras transversais recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014), com estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) e com inclinação das bielas (θ) de 36° . Na Equação 0.59 é apresentado o esforço cortante resistente teórico ($V_{Rd,teórico}$), para a seção 4.

$$V_{Rd,teórico} = 2258,4 \text{ kN} \quad 0.59$$

B.3.4.2 – Resistência de projeto (R_d) conforme o $f_{ck,ext,seg}$

Para o cálculo da resistência, a ABNT NBR 6118 (2014) permite que o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), tomado igual a 1,4, seja dividido por 1,1 no caso de testemunhos extraídos da estrutura.

Analogamente ao item anterior, tem-se que o momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,real}$), na seção 6, é dado pela Equação 0.60.

$$M_{Rd,real} = 7500,2 \text{ kN.m} \quad 0.60$$

O momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,real}$) na seção 2, é dado pela Equação 0.61.

$$M'_{Rd,real} = -5740,7 \text{ kN.m} \quad 0.61$$

Analogamente ao item anterior, tem-se que o esforço cortante resistente real, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,real}$) na seção 4, é dado pela Equação 0.62.

$$V_{Rd,real} = 2286,3 \text{ kN} \quad 0.62$$

B.3.4.3 – Modelo I

Para o Método Esloveno, o fator de redução da capacidade (\emptyset) é dado pela Equação 0.63.

$$\emptyset = B_R \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta_c \cdot V} \quad 0.63$$

onde,

B_R – Relação entre as resistências médias verdadeira e de projeto da seção crítica, tomado como 1;

α_R – Fator de deterioração da ponte, representando a condição da ponte conforme a Tabela 0.16;

β_c – Valor alvo do índice de segurança, tomado como 3,5 para a vida útil normal e 2,5 para vida útil limitada (até 6 anos ou até a próxima inspeção principal);

V - Coeficiente de variação da resistência do membro, tomado como 10% quando calculado através de experimentos, 15% quando baseado em informações de projeto e 20% se uma informação menos confiável for utilizada.

Tabela 0.16 – Fator de deterioração segundo o método esloveno.

Classe	Condição inspecionada	Intervenções necessárias	Fator de condição (R_c)	α_R
1	Muito boa	Sem serviço de manutenção/reparo necessário	< 5	0,3
2	Boa	Serviço de manutenção regular necessário	3 a 10	0,4
3	Satisfatória	Serviço de manutenção/reparo intensificado dentro de 6 anos	7 a 15	0,5
4	Tolerável	Serviço de reparo substancial necessário dentro de 3 anos	12 a 25	0,6
5	Inadequada	Reparo e postagem imediata necessários	22 a 35	0,7
6	Crítica	Fechamento imediato e reparo/reforço necessários	> 30	0,8

Fonte: O autor.

Para a ponte em estudo, obteve-se um fator de condição (R_c) de aproximadamente 15, portanto a ponte se enquadra nas classes 3 e 4 da Tabela 0.16. Adotou-se a Classe 3 (Satisfatória), onde tem-se um fator de deterioração (α_R) de 0,5. O valor alvo do índice de segurança (β_c) foi tomado como 3,5, pois trata-se de vida útil normal. Baseado em experimentos, o valor do coeficiente de variação de resistência (V) é tomado como 10%. Portanto, o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método esloveno é dado pela Equação 0.64.

$$\phi = 0,84 \quad 0.64$$

Para o Método Lituano, o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método lituano pode ser calculado conforme a Equação 0.65.

$$\phi = \frac{1}{e^{\alpha_R}} \quad 0.65$$

onde,

α_R – Fator de deterioração dos elementos da ponte, conforme a condição das estruturas resistentes da ponte (Tabela 0.17).

Tabela 0.17 – Fator de deterioração para o método lituano (α_R).

Classificação da ponte (Pontos)	α_R
5	0,05
4	0,10
3	0,20
2	0,25
1	0,35

Fonte: O autor.

A ponte pode ser classificada em 3 pontos, portanto o fator de deterioração (α_R) é tomado como 0,20. Portanto o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método Lituano é dado pela Equação 0.66.

$$\phi = 0,82 \quad 0.66$$

Para o Método Americano, o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método americano pode ser calculado conforme a Equação 0.67.

$$\phi = \Phi_c \cdot \Phi_s \cdot \Phi \quad 0.67$$

onde,

Φ_c – Fator de condição, conforme a Tabela 0.18;

Φ_s – Fator do sistema, conforme a Tabela 0.19;

Φ – Fator de resistência, tomado como 1 quando nenhuma análise for realizada.

Tabela 0.18 – Fator de condição (Φ_c)

Condição estrutural do componente	Φ_c
Bom ou satisfatório	1,00
Regular	0,95
Ruim	0,85

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018)

Tabela 0.19 Fator do sistema (Φ_s)

Item	Tipo de superestrutura	Φ_s
1	Membros soldados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,85
2	Membros rebitados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,90
3	Membros de múltiplas barras em pontes treliçadas	0,90
4	Pontes de três vigas com espaçamento entre vigas de 6 ft (1,83 m)	0,85
5	Pontes de quatro vigas com espaçamento entre vigas \leq 4 ft (1,22 m)	0,95
6	Demais pontes em viga e pontes em laje	1,00
7	Vigas de piso com espaçamento $>$ 12 ft (3,66 m) e longarinas não-contínuas	0,85
8	Subsistemas de longarinas redundantes entre vigas de piso	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018)

A AASHTO (2018) recomenda que seja obedecida a Equação 0.68.

$$\Phi_c \cdot \Phi_s \geq 0,85 \quad 0.68$$

O tipo da superestrutura do viaduto se enquadra no item 6 da Tabela 0.19 ($\phi_s = 1,00$), podendo-se adotar uma condição estrutural ruim ($\phi_c = 0,85$), portanto o fator de redução da capacidade (Φ) para o método Americano é dado pela Equação 0.69.

$$\Phi = 0,85 \quad 0.69$$

Para a classe de projeto, a Classe 36, as Equações 0.70, 0.71 e 0.72 representam o RF para o momento fletor positivo, momento fletor negativo, e esforço cortante, respectivamente, para o Método Esloveno conforme o Modelo I. Nota-se que a situação mais crítica é para o esforço cortante.

$$\text{Momento fletor positivo: } RF = \frac{0,84 \cdot 7478,2 - 1,20 \cdot 2307,0}{1,35 \cdot (1,30 \cdot 1848,9)} = 1,08 \quad 0.70$$

$$\text{Momento fletor negativo: } RF = \frac{0,84 \cdot 5662,5 - 1,20 \cdot 1475,3}{1,35 \cdot (1,35 \cdot 1602,0)} = 1,02 \quad 0.71$$

$$\text{Força cortante: } RF = \frac{0,84 \cdot 2258,4 - 1,20 \cdot 639,9}{1,3 \cdot (1,30 \cdot 382,2)} = 1,68 \quad 0.72$$

Na Tabela 0.20 é mostrado os RF's para todos os veículos, conforme os três métodos.

Tabela 0.20 – Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo I

Veículo	Método Esloveno	Método Lituano	Método Americano
Classe 36	1,02	0,98	1,04
TB-450	0,76	0,73	0,77
RT 74/20	0,82	0,78	1,01
RT 74/25	0,96	0,92	1,18
BT 74/25	0,97	0,93	1,07
B 48,5/14	0,86	0,83	1,07
3I3	0,97	0,93	1,20
3S3	1,04	0,99	1,16
3S3 + 4º eixo	0,87	0,84	1,04
PBT 200	0,97	0,93	1,20

Fonte: O autor

Percebe-se que os métodos para o cálculo do fator de redução da capacidade (Φ) são conservadores, especialmente os métodos esloveno e lituano, mostrando que nem os veículos da classe de projeto da ponte podem transpor com segurança o viaduto. Segundo o método esloveno, para uma ponte da classe 1 (muito boa) com vida útil normal e com aspectos relacionados à variação da resistência do membro

calculados a partir de experimentos, o valor do ϕ é de 0,90. Para o método lituano, para uma ponte da classe 5, o valor de ϕ é de 0,95. Através desses cálculos, percebe-se que mesmo para pontes em excelentes condições existe uma redução considerável da resistência para o cálculo do *Rating Factor*.

B.3.4.4 – Modelo II

O modelo II avalia a segurança com base nos dados da resistência do concreto obtido a partir dos testemunhos extraídos da estrutura e a armadura mínima adotada a partir da reconstituição do projeto, sendo mais realista.

Na Tabela 0.21 é apresentado os valores do RF para os veículos do estudo, mostrando com mais precisão a segurança da estrutura. Ressalta-se que com o acesso aos dados experimentais da ponte foi possível avaliar com uma maior acurácia a segurança das seções da longarina, uma vez que a reconstituição do projeto forneceu as áreas de aço e o f_{ck} foi obtido experimentalmente. Nota-se que quase todos os veículos estão seguros, conforme o *Rating Factor*, para transpor a ponte. Nota-se também que veículos mais pesados podem transpor com segurança a ponte, pois os veículos são mais longos e a distribuição do carregamento ao longo do veículo gera solicitações menores.

Tabela 0.21 - Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo II.

Veículo	RF
Classe 36	1,36
TB-450	1,01
RT 74/20	1,10
RT 74/25	1,30
BT 74/25	1,31
B 48,5/14	1,17
3I3	1,31
3S3	1,40
3S3 + 4º eixo	1,18
PBT 200	1,31

Fonte: O autor.

B.4 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **The Manual for Bridge Evaluation**, 2018. Disponível em: <www.transportation.org>.

ABNT. **EB 3 - Barras de Aço Destinadas a Armaduras de Peças de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1967.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1980. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro. 2021. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro. 2013. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7584 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2012. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7680-1 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão**. Rio de Janeiro. 2015. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em Concreto Armado: Análise e Dimensionamento**. 1. ed. São Paulo: BLUCHER, 2019.

COST 345, Procedures Required for the Assessment of Highway Structures, 2007.
<http://www.cordis.lu/cost-transport/home.html>.

DNIT. **IPR 709 - Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro. 2004.

EL DEBS, M. K. et al. **Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as obras de arte da rede viária do DER-SP**. São Carlos: EESC-USP, 2001. (Relatório Técnico).

FHWA. **Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges**. Washington, D. C. 1995. Disponível em: [<https://highways.dot.gov/>](https://highways.dot.gov/).

NOMA. Disponível em: [< https://www.nomadobrasil.com.br/>](https://www.nomadobrasil.com.br/). Acesso em: 12 out. 2022.

WHITEHURST, E. A. W. **The Soniscope - a Device for Field Testing of Concrete**, 1951.

APÊNDICE C – VIADUTO DE COIMBRA I

C.1 – INSPEÇÕES E VISTORIAS

C.1.1 – Descrição do viaduto

O viaduto (Figura 0.1), localizado no km 640 da BR 120 no município de Coimbra/MG, tem 100 metros de comprimento distribuídos em quatro vãos de 22,0 m e dois balanços de 6,0 m, ambos possuindo 9,6 m de largura. Quanto ao sistema estrutural, é classificado como ponte em viga, possuindo todos os elementos de concreto armado moldados in loco. A superestrutura se apoia sobre os pilares por meio de apoios do tipo Freyssinet (articulação fixa), conforme a Figura 0.2.

Figura 0.1 – Viaduto de Coimbra.



Fonte: O autor.

Figura 0.2 – Aparelho de apoio do viaduto.



Fonte: O autor.

Conforme dados disponibilizados no SGO (DNIT, 2022), é um viaduto que possui classe de carregamento 36 construído no ano de 1960. Portanto, segundo informações obtidas por moradores da redondeza e com o Engenheiro Civil Reginaldo Carneiro da Silva, que participou da execução da obra, o viaduto foi construído no ano de 1985. De acordo com DNIT (2004), as pontes e viadutos projetados de 1975 a 1985 são da Classe 36.

C.1.2 – Condição geral do viaduto

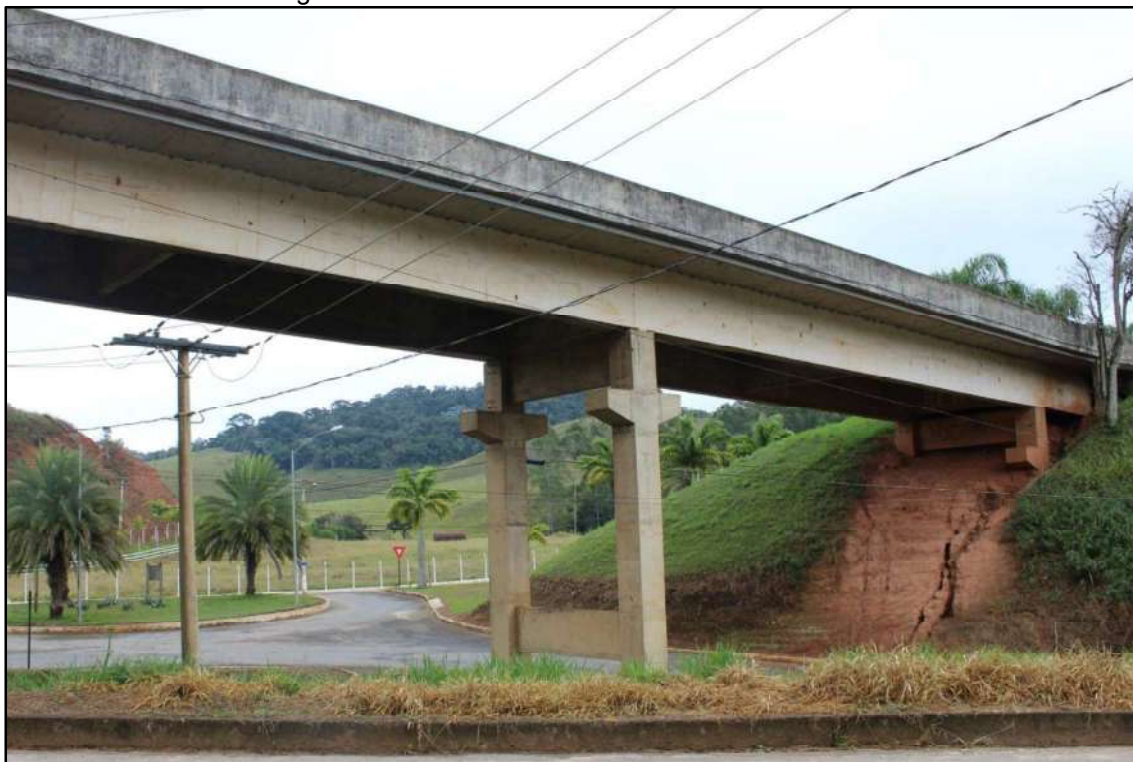
Apesar de apresentar algumas fissuras na laje e nas longarinas, a estrutura encontra-se em boa condição de conservação. Nas Figura 0.3 e a Figura 0.4 são mostradas algumas vistas da estrutura, indicando o aspecto geral da construção.

Figura 0.3 – Vista inferior do viaduto de Coimbra.



Fonte: O autor.

Figura 0.4 – Vistas laterais do viaduto de Coimbra.



A - Vista lateral 01



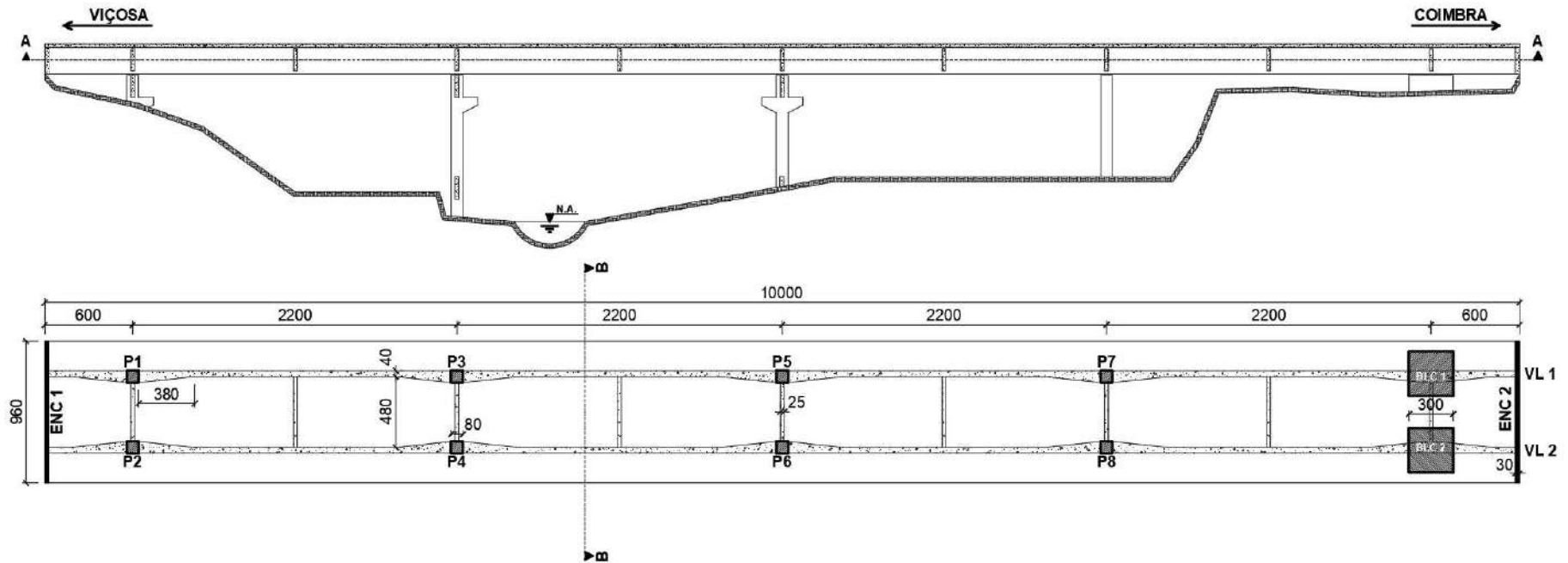
B - Vista 02

Fonte: O autor.

C.1.3 – As Built

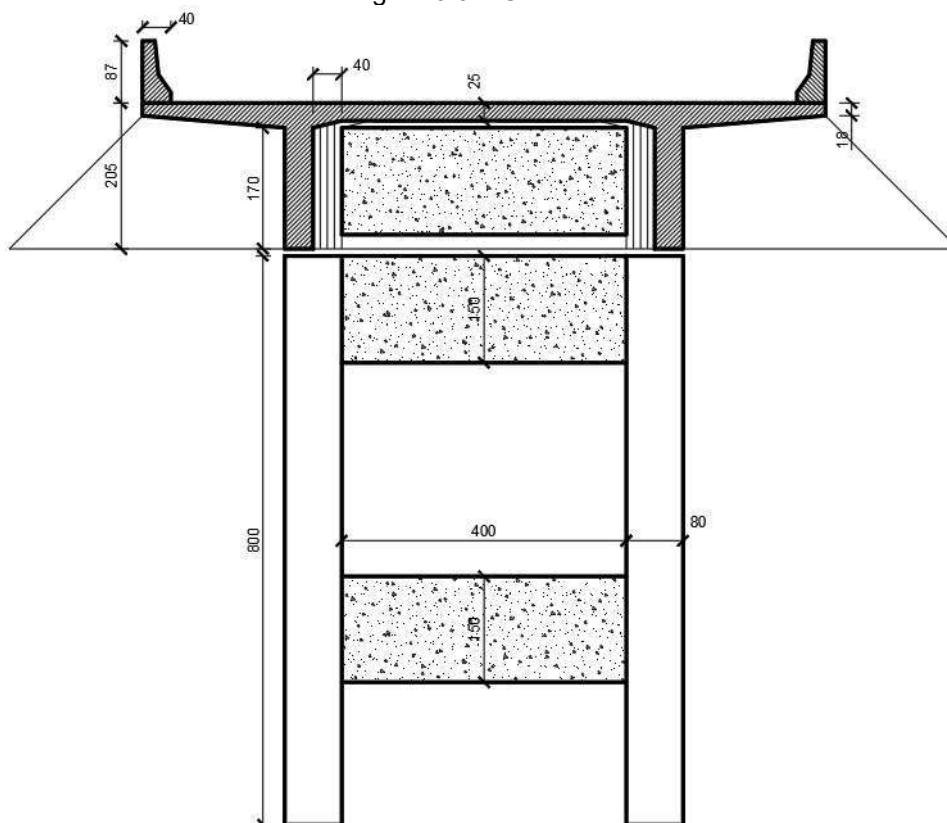
Devido à insuficiência de detalhes construtivos para a reconstituição do projeto da ponte, um As Built foi realizado para a determinação das dimensões da ponte com medições realizadas de forma manual, com auxílio de trena de fita e trena laser. Na Figura 0.5 são mostrados o corte longitudinal e o corte A-A (vista inferior) do viaduto. Já na Figura 0.6 é mostrado o corte B-B, ou seja, a seção transversal do tabuleiro.

Figura 0.5 – Seção longitudinal e Corte A-A.



Fonte: O autor.

Figura 0.6 – Corte B-B.



Fonte: O autor.

A fim de obter as dimensões da estrutura com maior precisão, foi realizado o escaneamento a laser da estrutura utilizando o Laser HoverMap com leitura 360° e 16000 pontos/segundo e o Drone Matrice 300 RTK da DJI (Figura 0.7). Com isso, foi possível gerar a nuvem de pontos mostrada na Figura 0.8, utilizando o software QGIS.

Figura 0.7 – Equipamento utilizado no escaneamento a laser.



A - Laser HoverMap

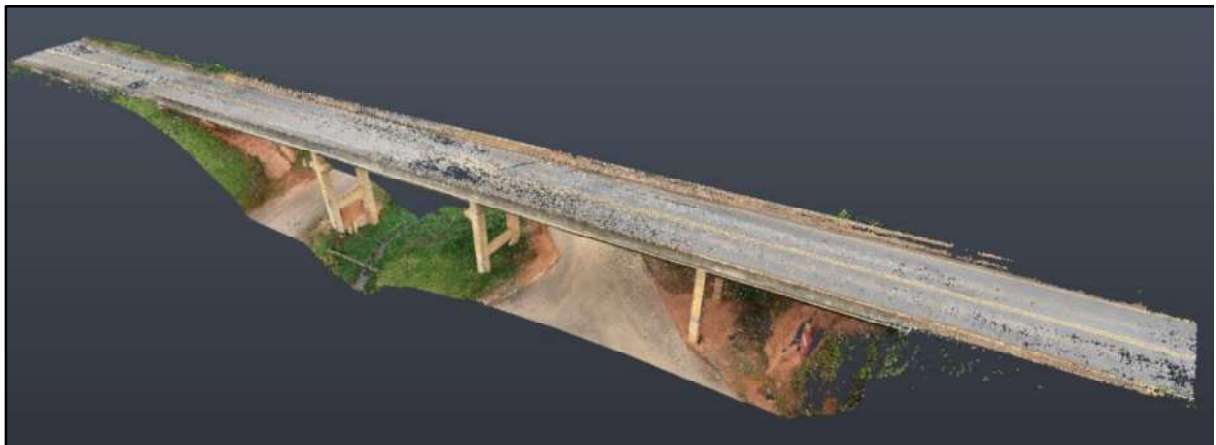
B - Drone Matrice 300 RTK

Fonte: O autor.

Figura 0.8 – Nuvem de pontos.



A - Sem tratamento

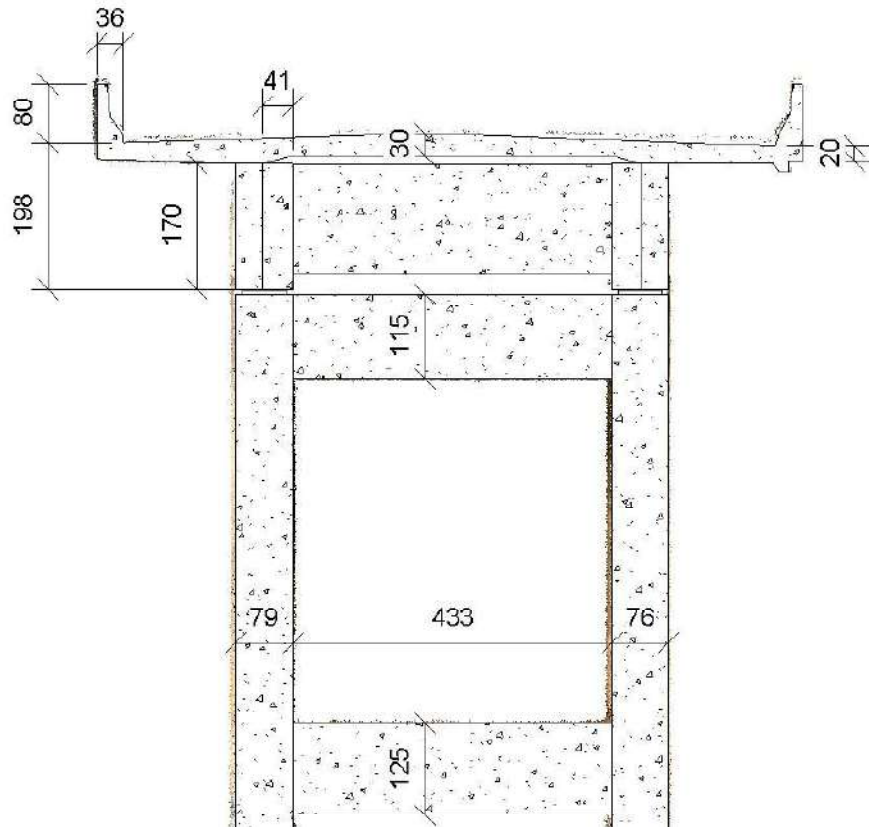


B - Com tratamento

Fonte: O autor.

A nuvem de pontos possibilitou a modelagem no Autodesk Revit 2023 e a conferência das dimensões da estrutura. As dimensões da seção transversal do modelo estão apresentadas na Figura 0.9, e um corte longitudinal está apresentado na Figura 0.10. O corte longitudinal mostra que o viaduto está em rampa.

Figura 0.9 – Dimensões da seção transversal do modelo BIM.



Fonte: O autor.

Figura 0.10 – Corte longitudinal do modelo BIM.



Fonte: O autor.

C.1.4 – Inspeção visual

C.1.4.1 – Materiais e métodos

Inspeções visuais no viaduto foram realizadas para identificação de danos e patologias seguindo as recomendações da ABNT NBR 9452 (2019) e do Manual de Inspeções do DNIT (2004). De acordo com ambas as Normas, a inspeção visual se enquadra como uma Inspeção Especial, uma vez que foi motivada pela necessidade de identificação e acompanhamento da evolução das patologias para avaliação da segurança estrutural. Ensaios complementares para a investigação da estrutura também foram realizados. Devido à proximidade e facilidade de acesso à estrutura, as inspeções e ensaios ocorreram nas datas apresentadas na Tabela 0.1.

Tabela 0.1 – Inspeções realizadas.

Data	Condições climáticas			Inspeção visual	Drone e/ou Laser Scanner	Ensaios				
	Situação	T (° C)	U (%)			Esclerômetro	Pacômetro	Ultrassom	Extração de testemunho	Carbonatação
02/02/22	Nublado + Garoa	19-28	59-97	✓			✓			
22/02/22	Nublado	19-30	50-98	✓	✓	✓		✓		
04/04/22	Parcialmente nublado	18-26	63-98		✓			✓	✓	✓
06/04/22	Nublado	20-28	63-97	✓	✓	✓		✓		

Fonte: O autor.

Figura 0.11 - Equipamentos utilizados.



A - Pundit 200 + Transdutores 54 kHz



B - Transdutores 40 kHz (onda S)



C - Silver Schmidt OS8200



D - Profometer 600



E - Perfuratriz extratora



F - Trenas



G - Drone Mavic Air 2



H - Escada dobrável

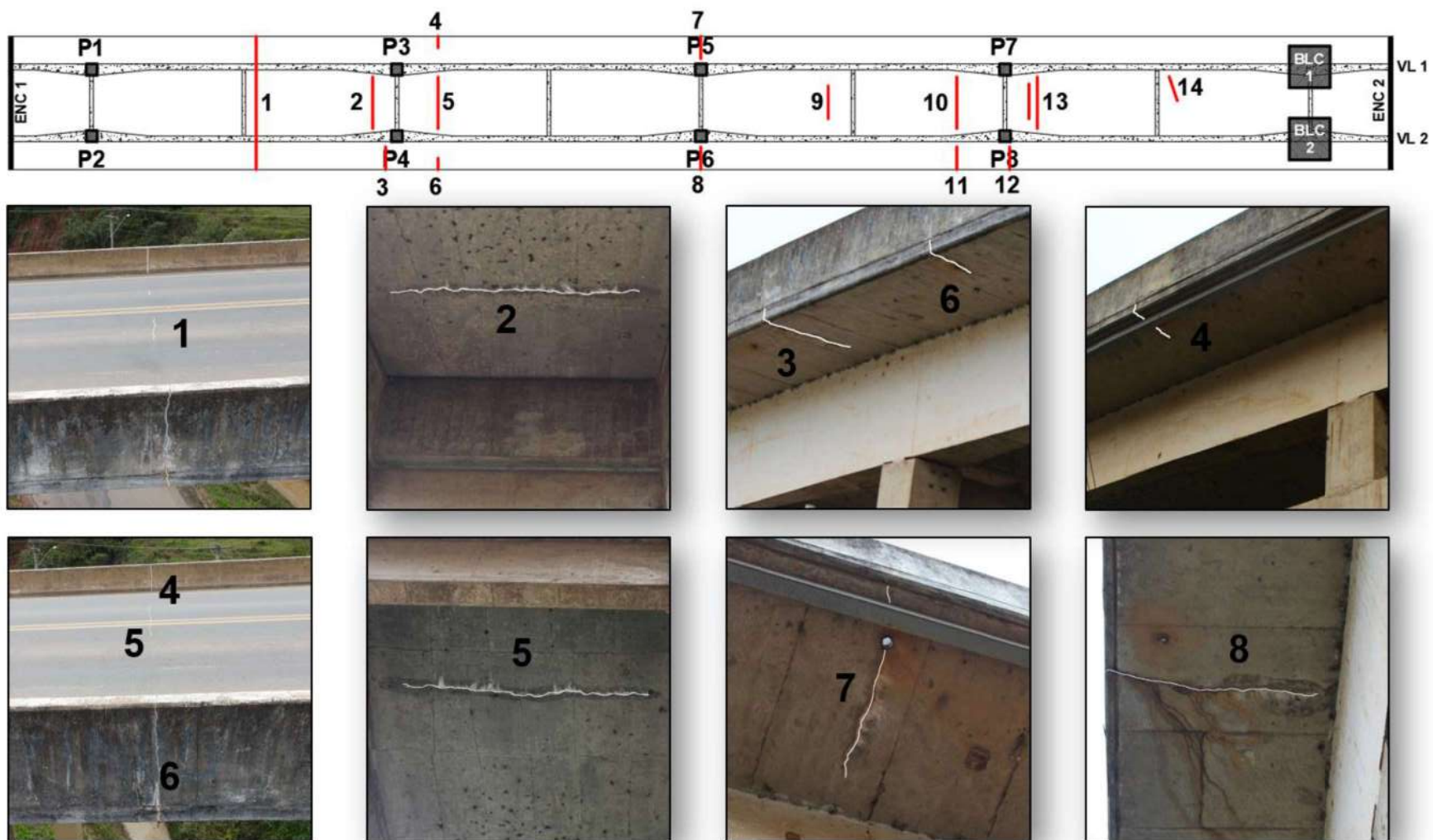
Fonte: O autor.

C.1.4.2 – Patologias observadas

A laje do tabuleiro possui fissuras ao longo da estrutura, algumas atravessando toda a seção transversal e a maioria com a presença de eflorescência. As fissuras e suas localizações estão apresentadas na Figura 0.12 e na Figura 0.13. Observou-se uma certa concordância das fissuras 2, 5, 10 e 13 com o fim do engrossamento da longarina, região de mudança de rigidez da seção do tabuleiro, passando de uma seção mais rígida para uma menos rígida. Associando-se essa descontinuidade com o grande comprimento do tabuleiro e com a ausência de aparelhos de apoios móveis, tem-se que a possível causa do surgimento dessas fissuras seria a variação de temperatura no tabuleiro, o qual não possui juntas de dilatação.

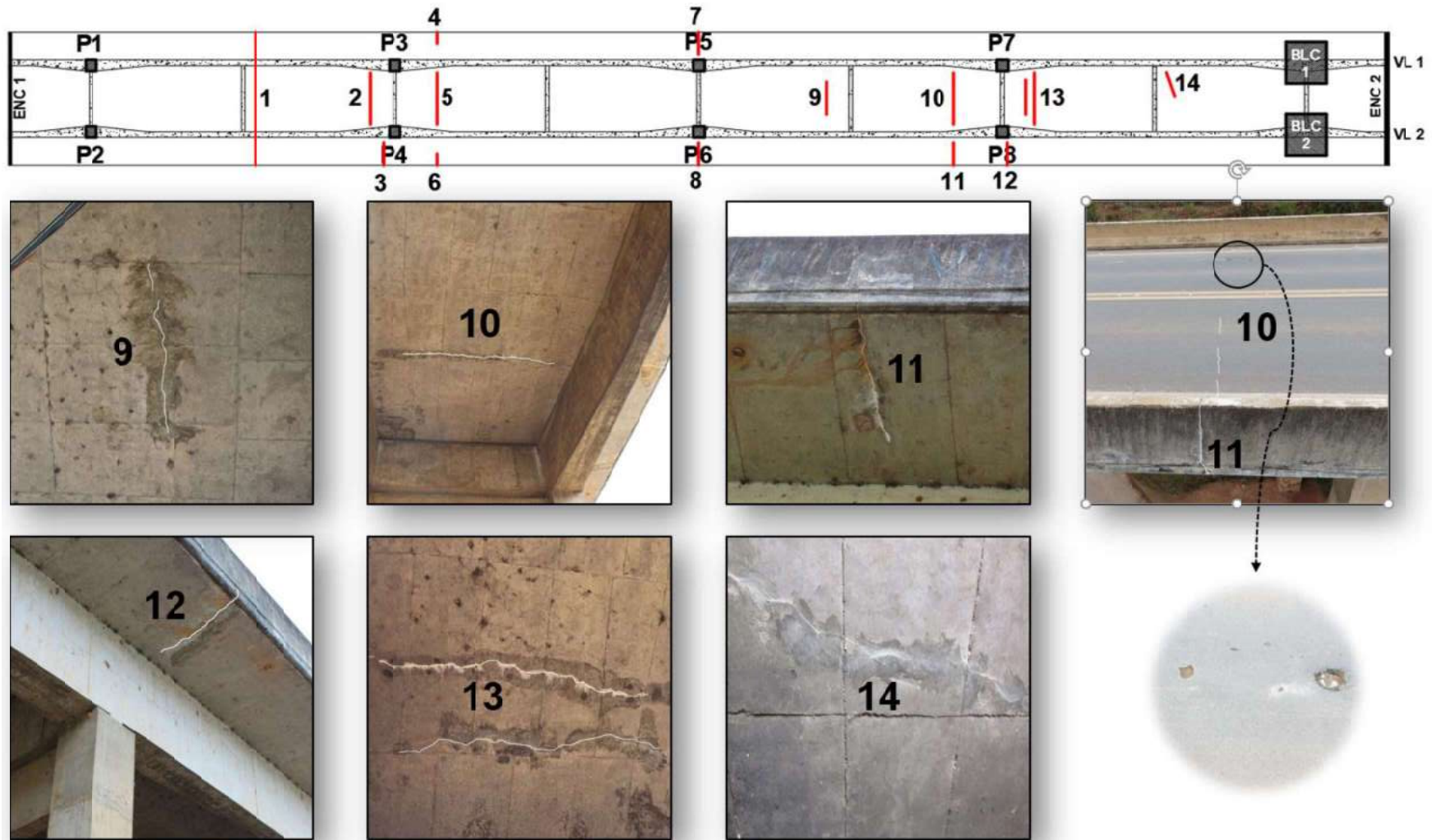
A camada de pavimentação asfáltica apresenta fissuras transversais espaçadas de cinco em cinco metros ao longo do eixo da estrutura. Entende-se que essas fissuras reproduzem as juntas no pavimento de concreto que existe sob o pavimento asfáltico.

Figura 0.12 – Fissuras na laje do tabuleiro – Parte 1.



Fonte: O autor.

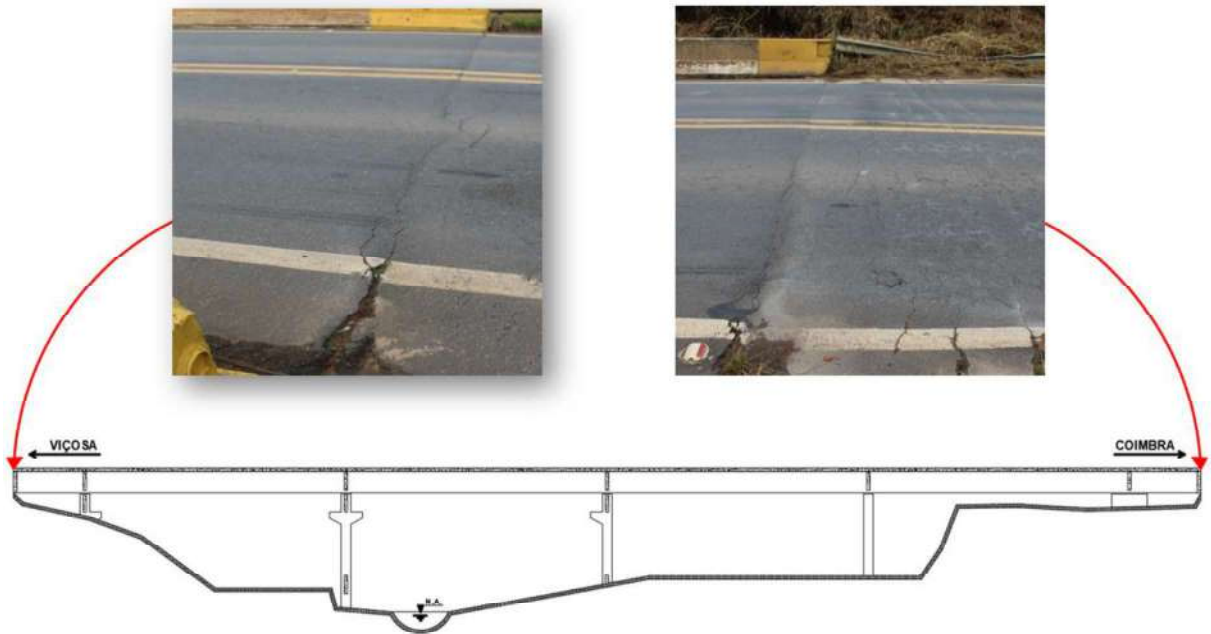
Figura 0.13 - Fissuras na laje do tabuleiro – Parte 2.



Fonte: O autor.

Nas duas cabeceiras do viaduto, observou-se a presença de fissuras e recalque devido à ausência de uma laje de transição, conforme a Figura 0.14.

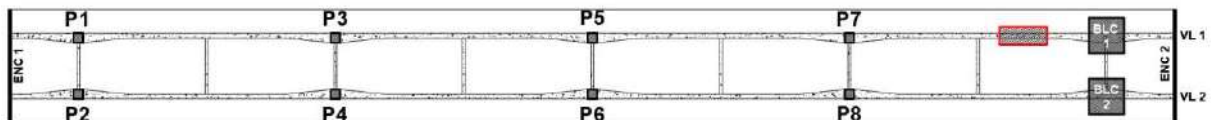
Figura 0.14 – Fissura e recalque nas cabeceiras da ponte.



Fonte: O autor.

No momento da extração dos testemunhos, observou-se a presença de uma fissura paralela à direção longitudinal da longarina (Figura 0.15).

Figura 0.15 – Fissura longitudinal na longarina.



A - Fissura longitudinal na longarina



B - Pedaco do testemunho com a fissura

Fonte: O autor.

Com o auxílio de um caminhão Munck (Figura 0.16), analisou-se as fissuras presentes do lado externo das longarinas, nas regiões de momento fletor positivo máximo (Figura 0.17 e Figura 0.18). Algumas das fissuras analisadas apresentaram

abertura superior a 0,30 mm, limite máximo estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014) para as classes de agressividade ambiental II e III.

Figura 0.16 – Avaliação das fissuras com o auxílio de um caminhão Munck.



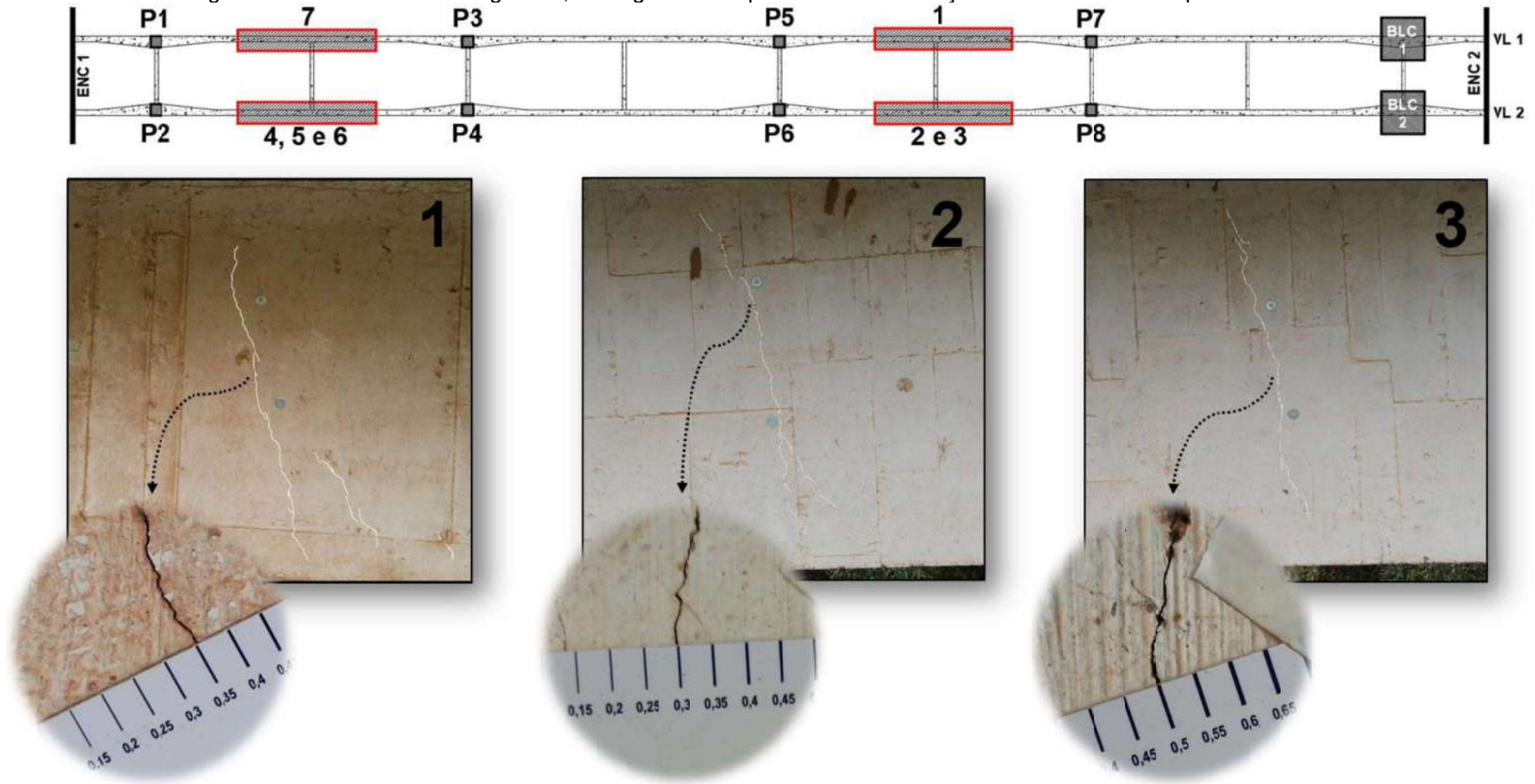
A - Caminhão Munck



B - Avaliação das fissuras na longarina

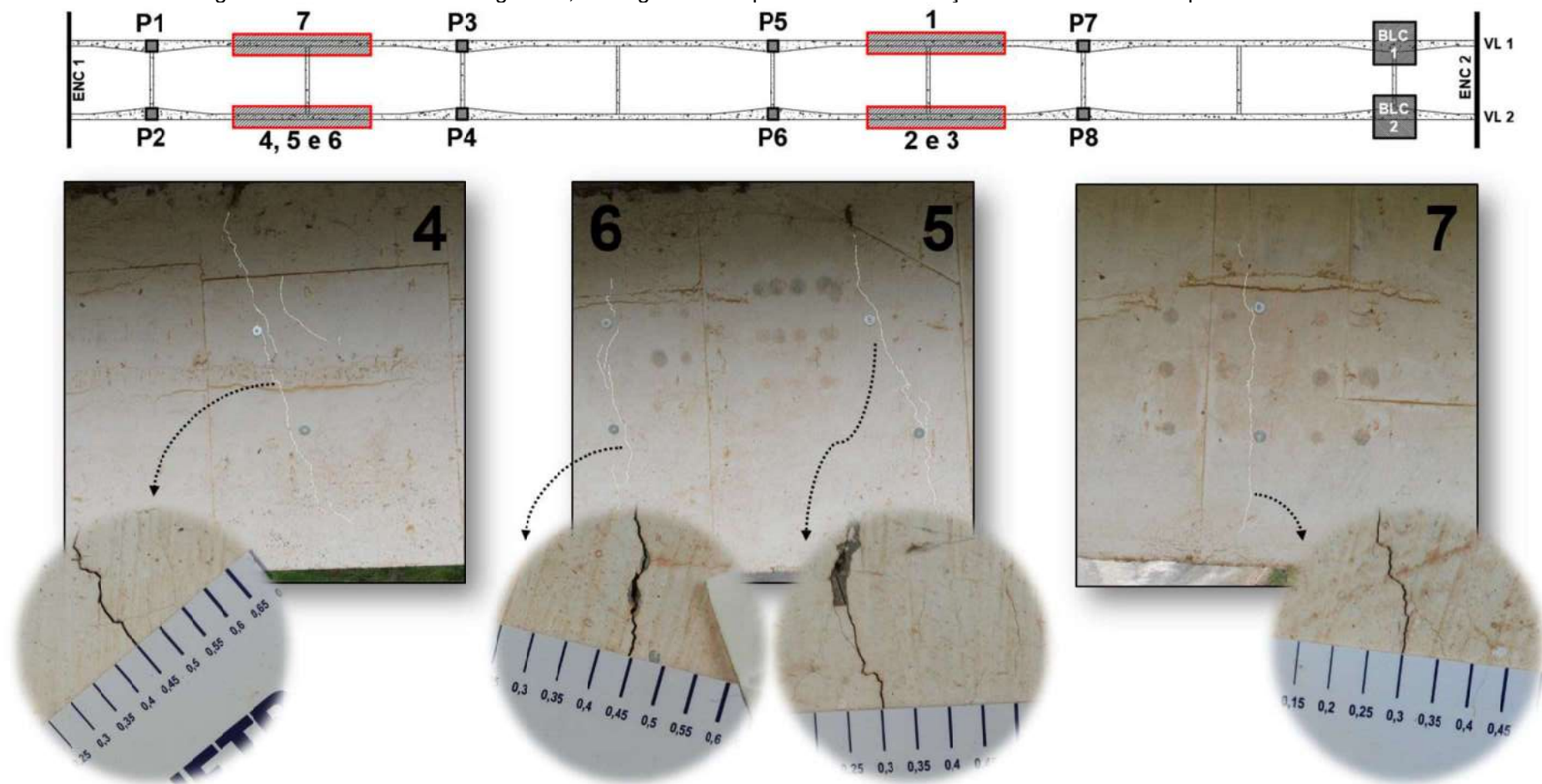
Fonte: O autor

Figura 0.17 – Fissuras nas longarinas, em regiões onde predominam solicitações de momento fletor positivo – Parte 1.



Fonte: O autor.

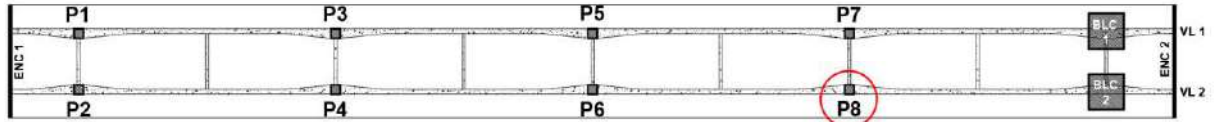
Figura 0.18 – Fissuras nas longarinas, em regiões onde predominam solicitações de momento fletor positivo – Parte 2.



Fonte: O autor.

O pilar P3 apresenta deslocamento com armadura exposta (Figura 0.19), provavelmente ocasionado por uma colisão veicular. A armadura está no início do processo de corrosão e não apresenta perda considerável de seção.

Figura 0.19 – Deslocamento no pilar devido à colisão veicular.



Fonte: O autor.

As defensas possuem fissuras (Figura 0.20) ao longo de seu comprimento, algumas delas presentes em regiões de momento fletor negativo máximo.

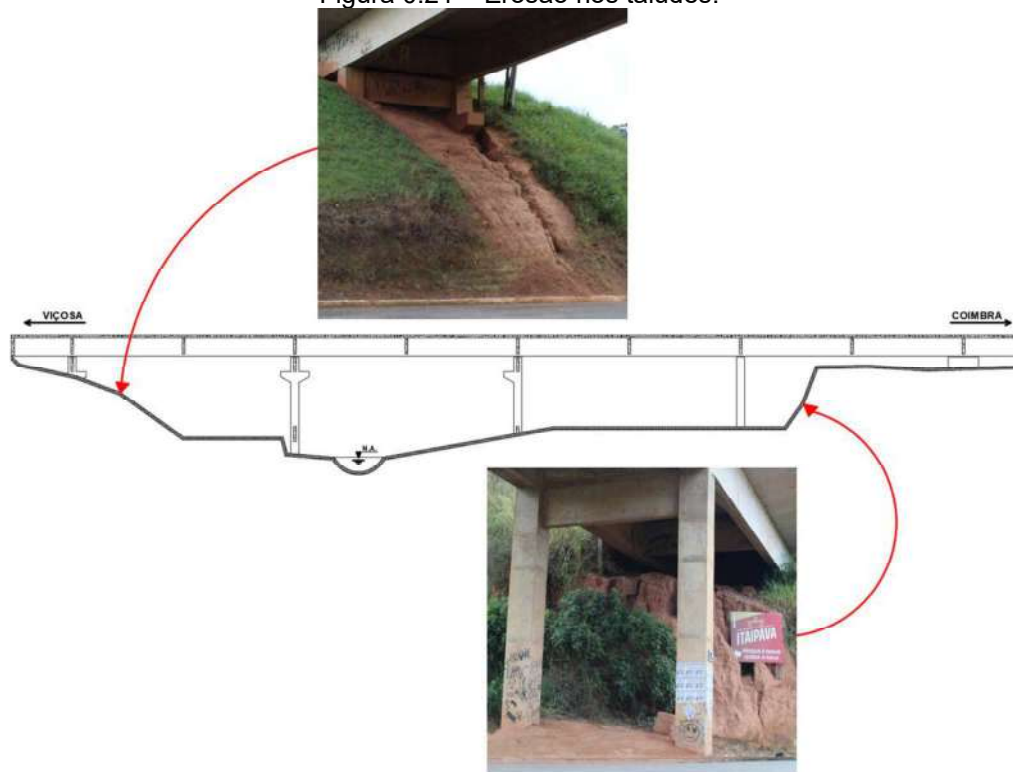
Figura 0.20 – Fissura na defesa.



Fonte: O autor.

Os taludes, em ambos os lados do viaduto, apresentam pontos de erosão devido à percolação de água e a falta de vegetação ou outro tipo de proteção, conforme a Figura 0.21.

Figura 0.21 – Erosão nos taludes.



Fonte: O autor.

C.1.4.3 – Classificação da estrutura

Através do levantamento e quantificação de todas as patologias e danos na estrutura, classificou-se o viaduto segundo quatro métodos de inspeção, conforme a Tabela 0.2. Os métodos de inspeção analisados são dois brasileiros (DNIT, 2004; ABNT NBR 9452, 2019), um americano (AASHTO, 2011; FHWA, 1995) e um esloveno (COST 345, 2007). É apresentado na Tabela 0.2 um resumo com quantitativo das patologias e as notas obtidas de acordo com cada norma utilizada.

Segundo dados do SGO (DNIT, 2022), duas inspeções rotineiras realizadas pelo DNIT nos anos de 2015 e de 2018 apontaram uma Nota Técnica 4 (boa), a mesma nota encontrada para a inspeção atual.

Tabela 0.2 – Classificação da ponte conforme as patologias e danos na estrutura.

Elemento	Manifestação patológica	LIT DNIT	ABNT				O AASHTO	Nota técnica						
			E	F	D	B		COST 345				VD		
								K1	K2	K3	K4			
Longarinas	Fissuras	4	4	5	4	2	1	1,0	0,4	0,5	3	0,60		
	Lixiviação	4	4	4	4	2	2	0,7	0,4	0,5	3	0,84		
Lajes	Fissuras	4	4	4	4	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42		
	Deslocamento	4	4	5	4	4	2	1,0	0,8	0,5	3	2,40		
Pilares	Armadura exposta	4	4	5	4	4	2	1,0	0,6	0,5	3	1,80		
	Juntas	1	-	4	3	-	0	-	-	-	-	0,00		
Barreira rígida	Fissuras	4	-	4	3	2	1	0,3	0,4	0,5	3	0,18		
Pavimento asfáltico	Fissuras	4	-	4	4	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42		
Drenagem	Drenos obstruídos	3	-	4	3	-	0	-	-	-	-	-		
	Taludes	4	-	-	3	-	-	-	-	-	-	0,00		
Carbonatação	Desnível	4	4	-	4	-	1	1,0	0,4	1,0	1	0,40		
	Encontros	3	3	3	4	2	2	0,3	0,6	1,0	3	1,08		
Encontros	Fissuras	4	-	4	4	2	2	0,3	0,8	1,0	3	1,44		
	NOTA FINAL	4	4	4	5	2/3	R = $\sum VD = 9,58$							

Fonte: O autor.

C.1.5 – Ensaio para investigação da estrutura

Ensaio de esclerometria, pacometria, ultrassonografia e extração de testemunhos, foram realizados nos pontos representados na Figura 0.17 Figura 0.22. Os pontos 1 e 2 estão no lado externo das longarinas e o ponto 6 no lado interno, já os pontos 3, 5, e 7 estão localizados no pilar, na travessa e na transversina, respectivamente.

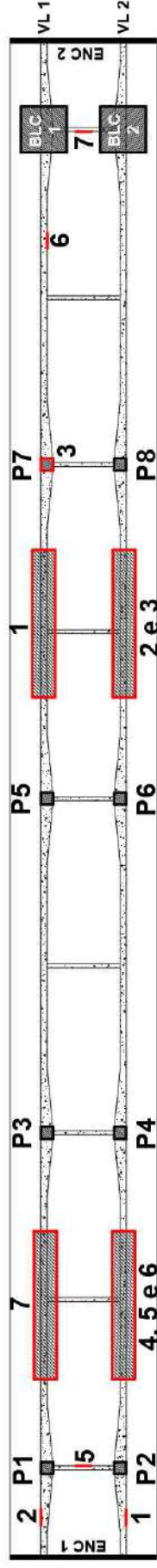


Figura 0.22 – Pontos de ensaio.

Fonte: O autor.

C.1.5.1 – Esclerometria

A dureza superficial do concreto foi avaliada por meio do ensaio esclerométrico, conforme a ABNT NBR 7584 (2012). O ensaio foi realizado próximos aos pontos de extração dos testemunhos para correlacionar com os dados obtidos dos testemunhos e do ensaio de ultrassom.

Toda a poeira e pó superficial das áreas de ensaio foram removidas através de polimento energético com disco de corborundum onde foram desenhados reticulados de aproximadamente 20,0 cm x 20,0 cm para a realização de 16 impactos (Figura 0.23).

Figura 0.23 – Ensaio esclerométrico.



A - Limpeza da área de ensaio

B - Reticulado para os impactos

Fonte: O autor.

Os índices esclerométricos médios de cada área de ensaio foram calculados conforme a ABNT NBR 7584 (2012), apresentados na Tabela 0.3. Como pode-se observar, os valores dos Índices Esclerométricos (IE) obtidos são elevados, o que não é equivalente a uma resistência de concretos usuais. Pode associar esses dados à frente de carbonatação presente na estrutura, que endurece a superfície das estruturas de concreto com idades elevadas. De qualquer modo, observa-se uma uniformidade dos valores ao longo da estrutura, indicando uma boa homogeneidade do concreto.

Tabela 0.3 – Índices esclerométricos médios.

Índices esclerométricos individuais	Área de ensaio					
	1	2	3	5	6	7
1	72	64	64	64	65	64
2	69	67	62	65	67	63
3	73	67	63	63	67	62
4	67	71	63	67	70	65
5	69	62	64	64	66	61
6	67	66	63	68	62	62
7	70	70	58	58	54	58
8	69	64	57	63	67	66
9	66	69	55	66	62	62
10	65	69	61	64	62	65
11	71	68	62	65	69	65
12	56	67	64	64	67	68
13	74	69	63	61	54	57
14	68	53	69	65	68	67
15	71	70	60	63	61	59
16	73	66	66	62	70	66
Determinações úteis	15	15	14	16	14	16
IE médio	69,6	67,3	62,1	63,5	65,9	63,1

Fonte: O autor.

C.1.5.2 – Ultrassonografia

A verificação da qualidade e da uniformidade do concreto ao longo da estrutura também foi feita com o ensaio de ultrassonografia, onde a velocidade de pulso ultrassônico ou velocidade de onda longitudinal P (ondas de compressão) foi obtida. O ensaio é normatizado pela ABNT NBR 8802 (2019).

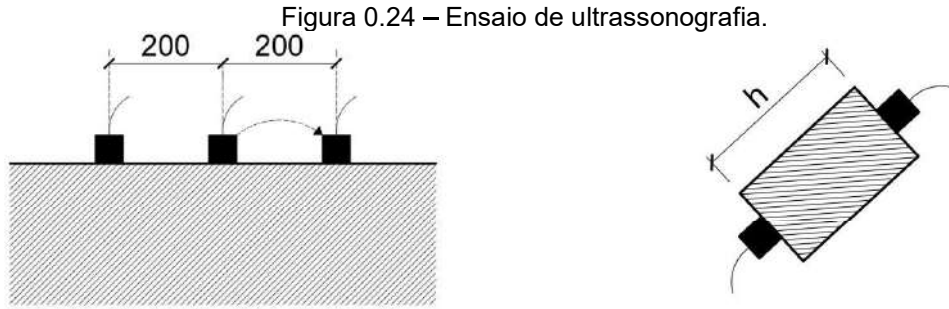
Segundo Whitehurt (1951), a qualidade do concreto pode ser correlacionada com a velocidade de propagação das ondas (Tabela 0.4).

Tabela 0.4 – Qualidade do concreto conforme a velocidade de propagação ultrassônica.

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
Acima de 4500	Excelente
3500 - 4500	Ótimo
3000 - 3500	Bom
2000 - 3000	Regular
Abaixo de 2000	Ruim

Fonte: Adaptado de Whitehurt (1951).

A velocidade de onda longitudinal P foi avaliada na estrutura, por meio de transmissão indireta, e nos testemunhos retificados antes da realização do ensaio de compressão, por meio de transmissão direta (Figura 0.24). Na estrutura, as leituras foram realizadas mantendo-se padronizado, em 20 cm, o espaçamento entre os transdutores.



A - Transmissão indireta – Leitura na estrutura B - Transmissão direta – Leitura no testemunho
 Fonte: O autor.

Os resultados obtidos para ondas P, na estrutura e nos testemunhos estão apresentados na Tabela 0.5. A qualidade do concreto foi baseada nas velocidades obtidas na estrutura.

Tabela 0.5 – Velocidade da onda P na estrutura e nos testemunhos x Qualidade do concreto.

Ponto	Velocidade da onda ultrassônica (m/s)		Qualidade do concreto
	Estrutura	Testemunho	
1	3375	4583	Bom
2	3142	4653	Bom
3	3335	4823	Bom
5	3435	4348	Bom
6	3145	4417	Bom
7	3135	4469	Bom

Fonte: O autor.

C.1.5.3 – Pacometria

O ensaio de pacometria foi realizado para a verificação do espaçamento entre os estribos e da posição das barras nas regiões onde foram extraídos os testemunhos (Figura 0.25).

Figura 0.25 – Ensaio de pacometria no viaduto.



A - Execução do ensaio de pacometria

B - Área de extração de testemunho

Fonte: O autor.

Na Figura 0.26, região próxima ao apoio, junto ao pilar P2 e do lado do vão, onde existe o engrossamento da longarina, observou-se um espaçamento entre os estribos em torno de 15 cm.

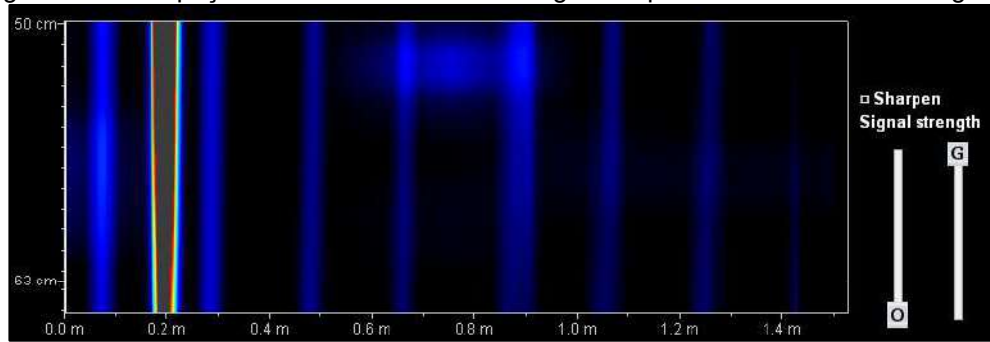
Figura 0.26 – Espaçamento entre os estribos próximo ao apoio (unidades em cm).



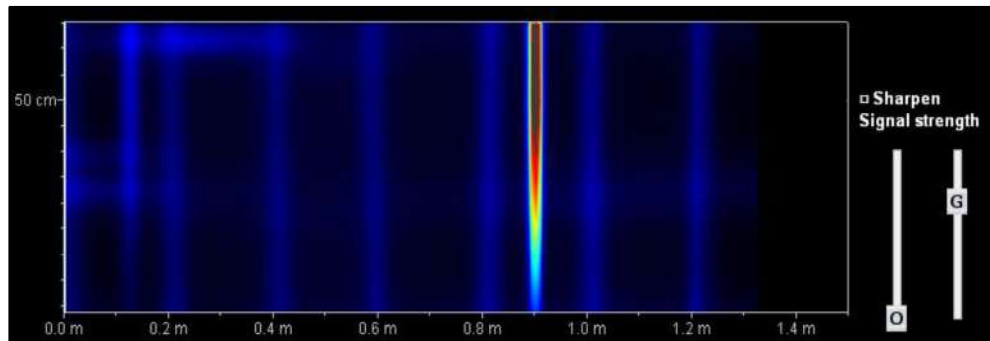
Fonte: O autor.

Na Figura 0.27 é observado o espaçamento dos estribos nos pontos 1 e 2 da estrutura (região de balanço), resultado obtido com o pacômetro. Observa-se que o espaçamento entre os estribos está em torno de 20 cm.

Figura 0.27 – Espaçamento dos estribos nas longarinas pelo ensaio de ultrassonografia.



A - Espaçamento dos estribos no ponto 1



B - Espaçamento dos estribos no ponto 2

Fonte: O autor.

C.1.5.4 – Acelerometria

Para a representação mais fiel do comportamento real da estrutura, realizou-se o ensaio de acelerometria em dois pontos afim de calibrar do modelo de elementos finitos. Utilizou-se dois acelerômetros: um acelerômetro da marca Sensr GP1L (Figura 0.28) capaz de medir acelerações nos três eixos ortogonais e em um intervalo de frequência de 0 a 200 Hz; um acelerômetro nos três eixos presente no Smartphone Motorola XT190 (Figura 0.28), com o auxílio do aplicativo MyFrequency e um range de leitura de frequência de 0 a 200 Hz. O celular foi fixado com fita crepe e o acelerômetro fixado por meio de sua base magnética em arruelas metálicas coladas na estrutura.

Figura 0.28 – Equipamentos utilizados para o ensaio de acelerometria.



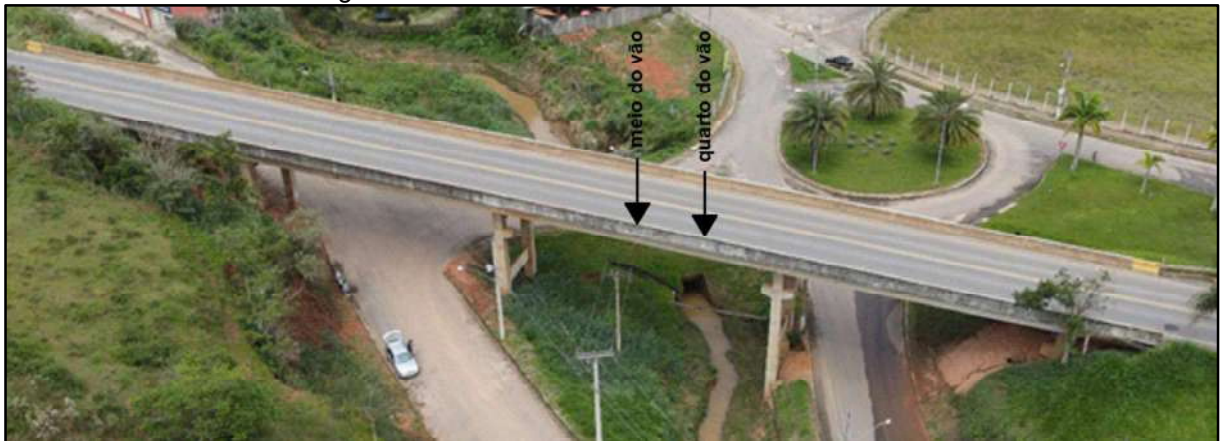
A - Acelerômetro da marca Sensr GP1L

B - Smartphone Motorola XT190

Fonte: O autor.

Ambos foram fixados nas defensas, no meio e no quarto do vão (Figura 0.29).

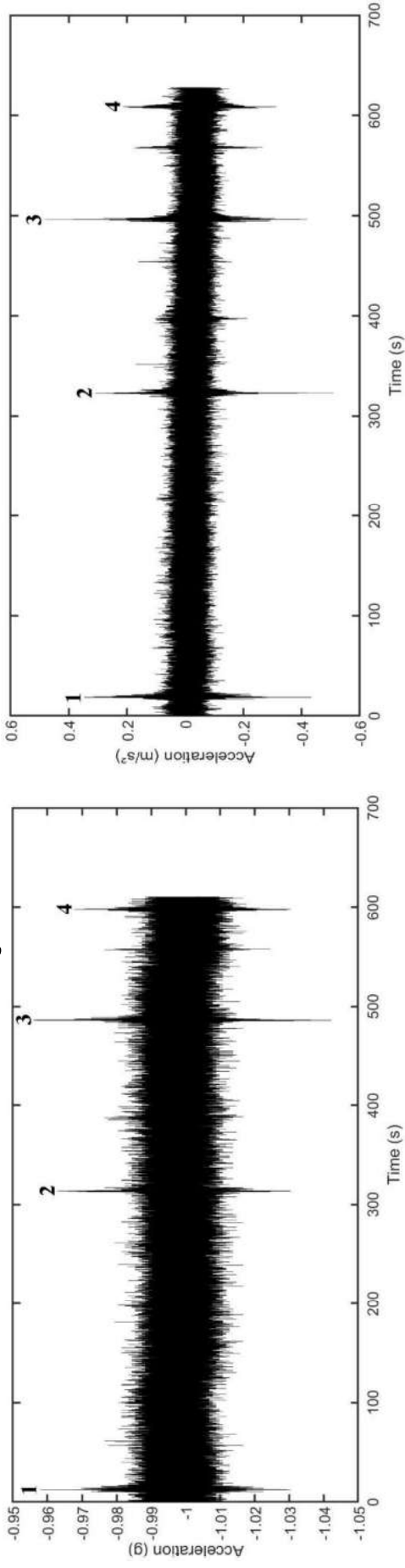
Figura 0.29 – Pontos do ensaio de acelerometria.



Fonte: O autor.

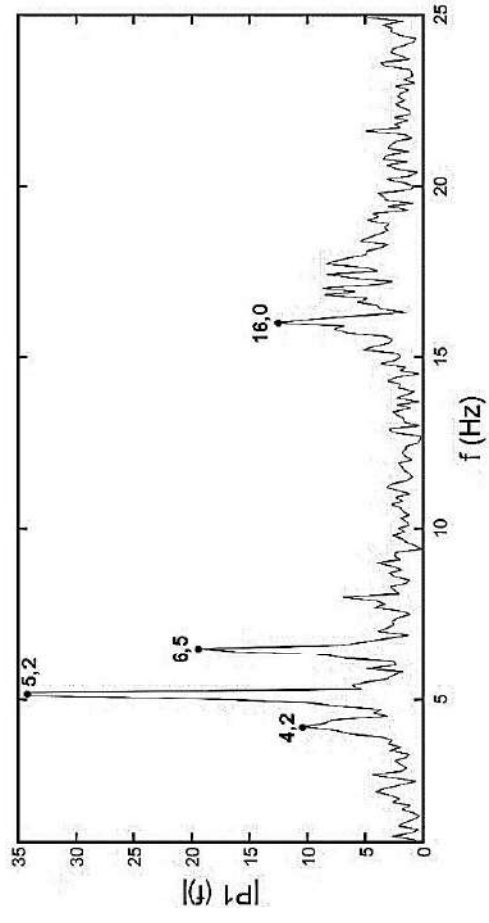
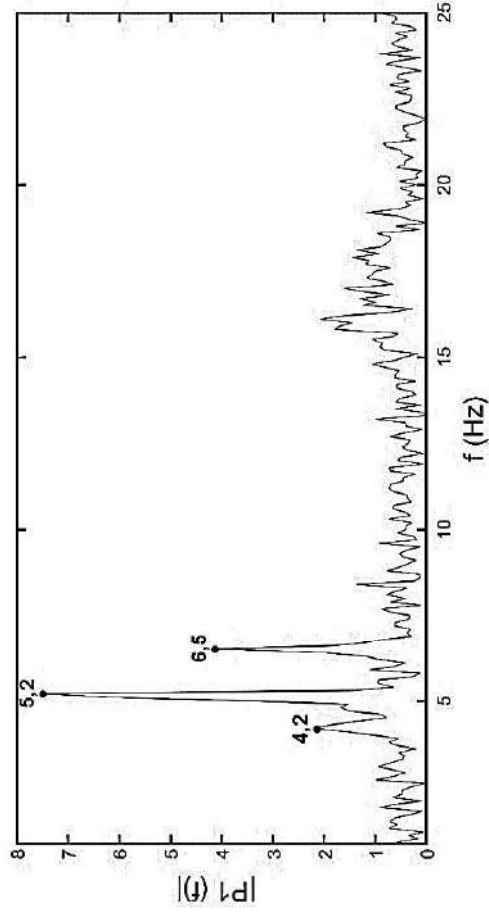
As frequências foram obtidas em um intervalo de tempo superior a um minuto, com a passagem de veículos em alta velocidade (tráfego normal da via, com velocidade em torno de 60 km/h). As leituras feitas no meio e no quarto do vão, para ambos os equipamentos estão apresentadas na Figura 0.30 e na Figura 0.31, respectivamente, sendo as frequências obtidas a partir da transformada rápida de Fourier (FFT).

Figura 0.30 – Leituras no meio do voo.



A - Acelerações obtidas com o acelerômetro, no meio do voo

B - Acelerações obtidas com o Smartphone, no meio do voo

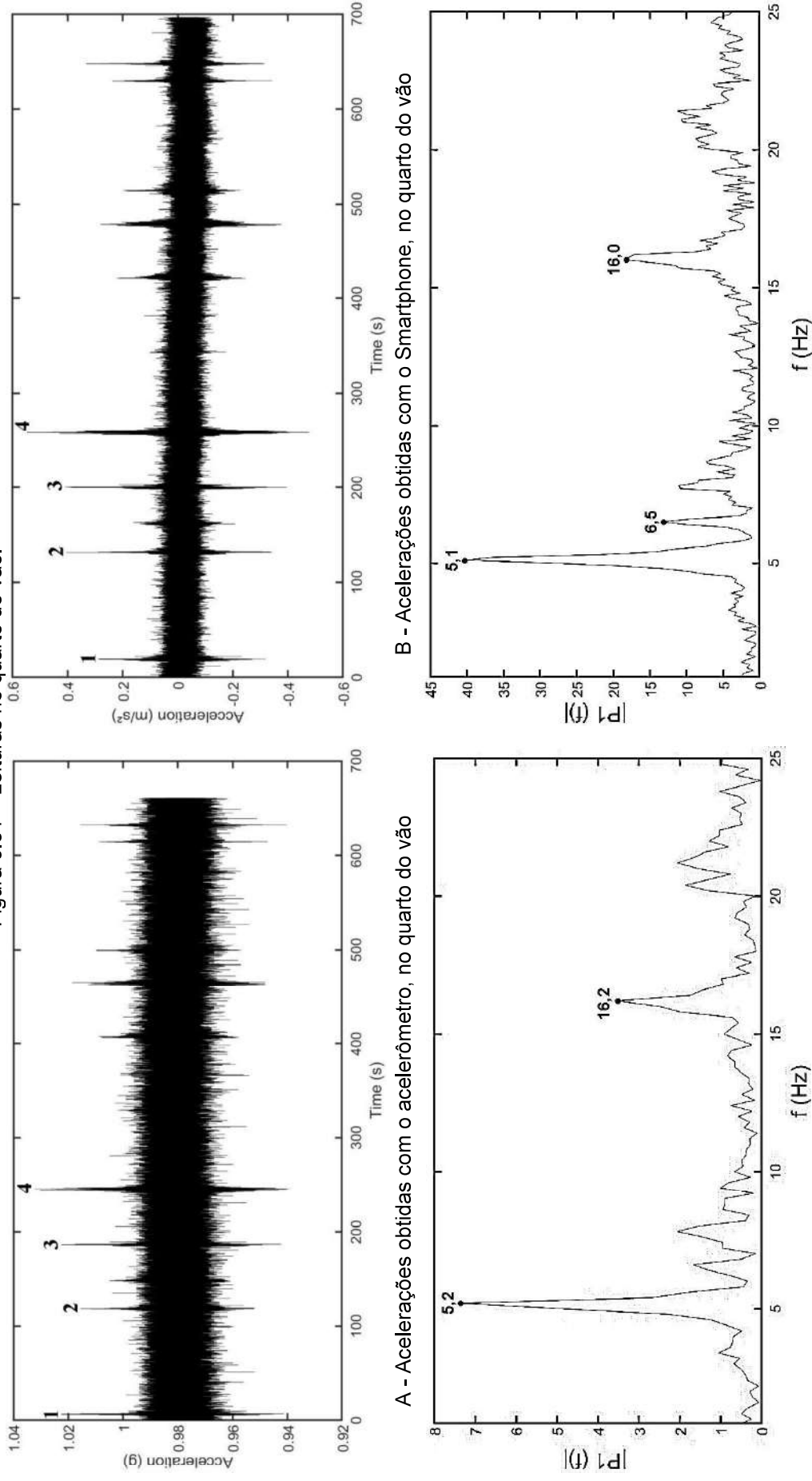


C - Pico 1 - Frequências para o acelerômetro, no meio do voo

D - Pico 1 – Frequências para o Smartphone, no meio do voo

Fonte: O autor.

Figura 0.31 – Leituras no quarto do voo.



A - Acelerações obtidas com o acelerômetro, no quarto do voo

B - Acelerações obtidas com o Smartphone, no quarto do voo

C - Pico 4 - Frequências para o acelerômetro, no quarto do voo

D - Pico 4 – Frequências para o Smartphone, no quarto do voo

Fonte: O autor.

A Tabela 0.6 mostra as primeiras frequências naturais obtidas com os dois aparelhos, sendo resultado bem próximos, o que mostra que a utilização de Smartphones é viável.

Tabela 0.6 – Frequências naturais obtidas com o ensaio de acelerometria.

Frequências naturais (Hz)	Acelerômetro		Smartphone	
	½ vão	¼ vão	½ vão	¼ vão
1 ^a	4,2	-	4,2	-
2 ^a	5,2	5,2	5,2	5,1
3 ^a	6,5	-	6,5	6,5
4 ^a	-	16,2	16,0	16,0

Fonte: O autor.

C.1.5.5– Extração de testemunhos

A ABNT NBR 7680-1 (2015) estabelece os requisitos para os processos de extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Sete testemunhos foram extraídos por uma perfuratriz (Figura 0.32) para o estudo da estrutura, sendo quatro das longarinas, um do pilar, um da travessa e um da transversina.

Figura 0.32 – Extração de testemunho no ponto 1.



Fonte: O autor.

Logo após a extração de cada testemunho, avaliou-se o avanço da camada de carbonatação na estrutura através da aplicação de uma solução de fenolftaleína, conforme a Figura 0.33. Observa-se que a frente de carbonatação possui em torno de 2,0 a 3,0 cm e, portanto, vencendo o cobrimento, o que pode ocasionar a despassivação das armaduras e deixando-as propensas à corrosão.

Figura 0.33 – Profundidade da camada carbonatada nos testemunhos.



A - Testemunho 2 (3 cm)



B - Testemunho 5 (2 cm)



C - Testemunho 6 (2,5 cm)



D - Testemunho 7 (2,5 cm)

Fonte: O autor.

Os testemunhos foram preparados e retificados para a realização do ensaio de ruptura à compressão axial, sendo mantidos expostos ao ar em ambiente de laboratório por no mínimo 72 h antes do ensaio. Algumas características foram aferidas antes do ensaio (Tabela 0.7), conforme a ABNT NBR 7680-1 (2015). Optou-se por romper os testemunhos na condição seca, pois além dos elementos na estrutura ficarem predominantemente secos (protegidos da chuva), as leituras do ultrassom também foram feitas nessa condição, o que permite uma melhor correlação.

Tabela 0.7 – Características dos testemunhos.

Testemunho	Elemento	d (mm)	h (mm)	h/d	m (g)	γ (kg/m ³)
1	Longarina	99,6	183,0	1,84	3584	2514
2	Longarina	99,5	186,1	1,87	3676	2540
3	Pilar	99,6	144,2	1,45	2858	2544
5	Travessa	99,7	180,3	1,81	3400	2415
6.1	Longarina	99,9	115,6	1,16	2242	2474
6.2	Longarina	99,8	183,0	1,83	3570	2494
7	Transversina	99,7	181,6	1,82	3472	2449

Fonte: O autor.

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial dos testemunhos extraídos foram identificados por $f_{ci,ext,inicial}$, sendo corrigidos conforme a Equação 0.1.

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \cdot f_{ci,ext,inicial} \quad 0.1$$

onde,

k_1 – Coeficiente de correção que leva em consideração a relação h/d;

k_2 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito do broqueamento em função do diâmetro do testemunho;

k_3 – Coeficiente de correção que leva em consideração a direção da extração em relação ao lançamento do concreto;

k_4 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito da umidade do testemunho.

Para fins de verificação da segurança estrutural, a estimativa da resistência característica do lote é dada pela média dos resultados individuais, conforme a Equação 0.2.

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n} \quad 0.2$$

onde,

n – Quantidade de testemunhos.

Primeiramente, dois testemunhos foram ensaiados para a estimativa da carga de ruptura para a determinação do módulo de elasticidade dos testemunhos restantes.

Os resultados individuais obtidos para o lote de testemunhos estão apresentados na Tabela 0.8.

Tabela 0.8 – Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade dos testemunhos.

Testemunho	$f_{ci,ext, inicial}$ (MPa)	$\sum_{i=1}^4 k_i$	$f_{ci,ext}$ (MPa)	$E_{ci,ext}$ (GPa)
1	43,63	0,057	46,13	31,10
2	34,39	0,060	36,45	30,74
3	39,85	0,024	40,80	-
5	41,82	0,055	44,11	22,01
6.1	36,28	-0,026	35,35	-
6.2	35,84	0,057	37,87	30,46
7	29,48	0,056	31,13	23,99

Fonte: O autor.

A resistência característica do lote é dada pela Equação 0.3.

$$f_{ck,ext,seg} = 38,83 \text{ MPa} \quad 0.3$$

O coeficiente de variação amostral (CV), que representa a divergência dos resultados em relação à média amostral, é calculado pela Equação 0.4.

$$CV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}}{\bar{X}} \cdot 100 \quad 0.4$$

onde,

X_i – Valor na posição i ;

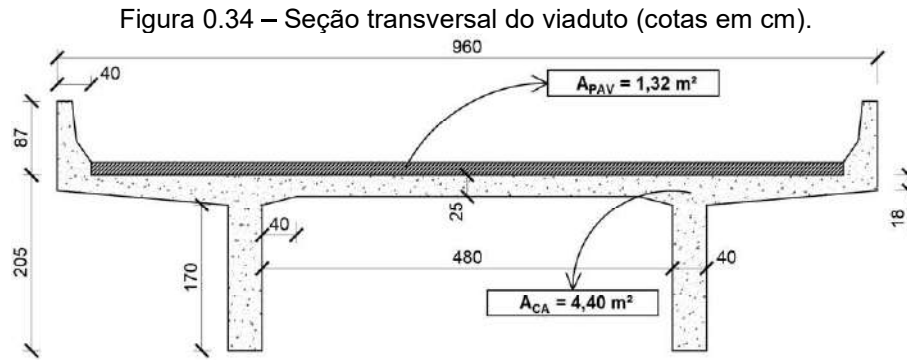
\bar{X} – Média aritmética dos dados.

Os resultados divergem em relação à média em 13,4%, indicando que os testemunhos fazem parte do mesmo lote conforme a ABNT NBR 7680-1 (2015).

C.2 – RECONSTITUIÇÃO DO PROJETO

C.2.1 – Carregamento permanente

A seção transversal do tabuleiro, fora da região dos engrossamentos das longarinas, está representada na Figura 0.34. A seção é composta pela área de concreto armado, incluindo as defensas, e pela área ocupada pela pavimentação.



Fonte: O autor.

O carregamento permanente pode ser obtido pela multiplicação da área da seção transversal ocupada por cada material pelo seu respectivo peso específico. A presença de somente duas longarinas faz com que esse carregamento possa ser distribuído igualmente entre as mesmas, conforme as Equações 0.5 e 0.6.

$$g_{CA} = \frac{A_{CA} \cdot \gamma_{CA}}{2} \quad 0.5$$

$$g_{PAV} = \frac{A_{PAV} \cdot \gamma_{PAV}}{2} \quad 0.6$$

onde,

g_{CA} – Carregamento permanente devido ao peso próprio do concreto armado;

g_{PAV} - Carregamento permanente devido ao peso próprio do material asfáltico;

A_{CA} – Área da seção transversal ocupada pelo concreto armado, incluindo as defensas;

A_{PAV} – Área da seção transversal ocupada pela pavimentação;

γ_{CA} – Peso específico do concreto armado, adotado como sendo 25 kN/m³;

γ_{PAV} – Peso específico do material asfáltico, adotado como sendo 24 kN/m³.

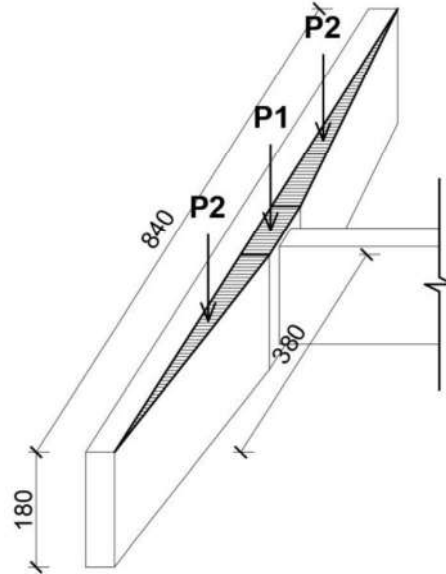
Nas Equações 0.7 e 0.8 são apresentados os valores de g_{CA} e g_{PAV} , respectivamente.

$$g_{CA} = \frac{4,40 \cdot 25}{2} = 55,0 \text{ kN/m} \quad 0.7$$

$$g_{PAV} = \frac{1,32 \cdot 24}{2} = 15,8 \text{ kN/m} \quad 0.8$$

O carregamento permanente devido aos engrossamentos das longarinas em regiões próximas aos apoios pode ser considerado através de cargas concentradas, conforme a Figura 0.35.

Figura 0.35 – Engrossamento da longarina nas regiões próximas aos apoios (cotas em cm).



Fonte: O autor.

A carga concentrada é obtida pela multiplicação do volume de concreto pelo peso específico do concreto armado, conforme as Equações 0.9 e 0.10.

$$P_1 = V_1 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.9$$

$$P_2 = V_2 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.10$$

onde,

V_i – Volume da i -ésima parte do engrossamento.

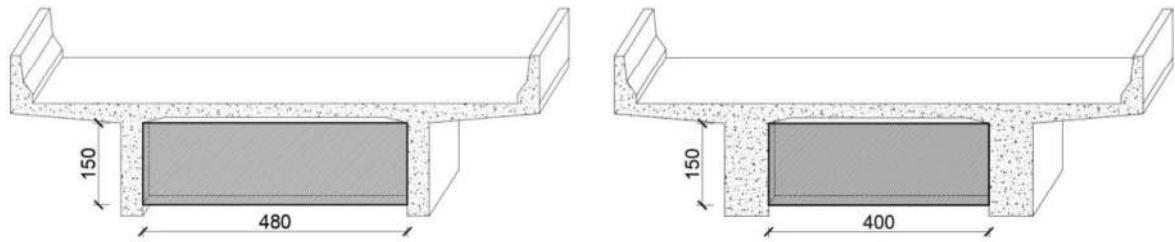
Nas Equações 0.11 e 0.12 são apresentados os valores de P_1 e P_2 , respectivamente.

$$P_1 = (0,80 \cdot 0,40 \cdot 1,80) \cdot 25 = 14,4 \text{ kN} \quad 0.11$$

$$P_2 = \frac{(3,80 \cdot 0,40 \cdot 1,80)}{2} \cdot 25 = 34,2 \text{ kN} \quad 0.12$$

O carregamento permanente devido às transversinas (Figura 0.36) pode ser considerado como cargas concentradas aplicadas nas longarinas, obtidas pela multiplicação do volume da transversina pelo peso específico do concreto armado distribuídas igualmente entre as duas longarinas, conforme as Equações 0.13 e 0.14.

Figura 0.36 – Geometria das transversinas (cotas em cm).



A - Transversina no meio do vão

B - Transversina sobre o apoio

Fonte: O autor.

$$P_3 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \tag{0.13}$$

$$P_4 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \tag{0.14}$$

onde,

$V_{\text{transversina}}$ – Volume da transversina.

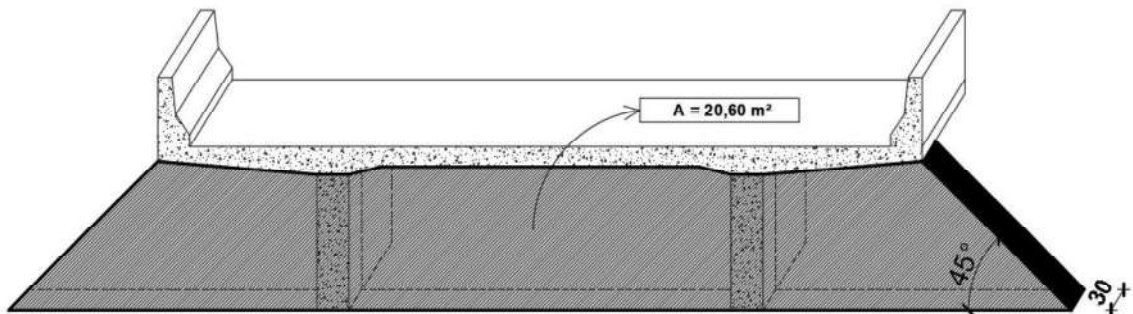
Nas Equações 0.15 e 0.16 são apresentados o valores de P_3 e P_4 , respectivamente.

$$P_3 = \frac{(4,80 \cdot 1,50 \cdot 0,25)}{2} \cdot 25 = 22,5 \text{ kN} \tag{0.15}$$

$$P_4 = \frac{(4,00 \cdot 1,50 \cdot 0,25)}{2} \cdot 25 = 18,8 \text{ kN} \tag{0.16}$$

O carregamento permanente devido a cortina de fechamento (Figura 0.37) pode ser obtido pela multiplicação de seu volume pelo peso específico do concreto armado, distribuído igualmente entre as duas longarinas, conforme a Equação 0.17

Figura 0.37 – Cortina de fechamento (cotas em cm).



Fonte: O autor.

$$P_5 = \frac{(V_{CF})}{2} \cdot \gamma_{CA} \tag{0.17}$$

onde,

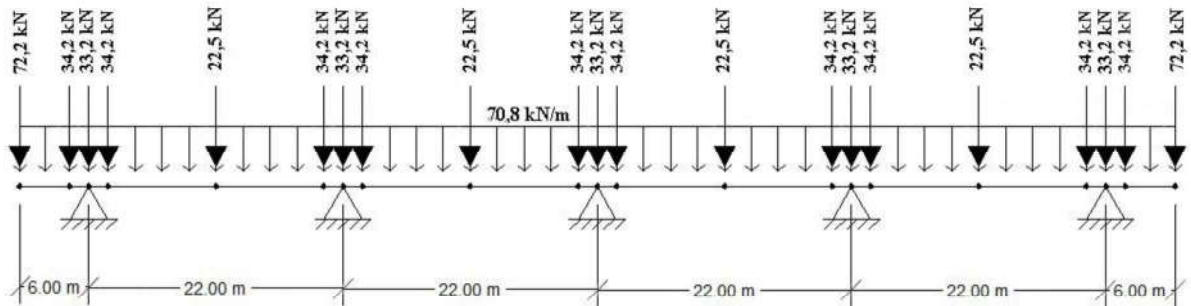
V_{CF} – Volume da cortina de fechamento.

Na Equação 0.18 é apresentado o valor de P_5 .

$$P_5 = \frac{(20,60 \cdot 0,30)}{2} \cdot 25 = 77,2 \text{ kN} \tag{0.18}$$

O carregamento permanente distribuído em cada longarina está representado na Figura 0.38.

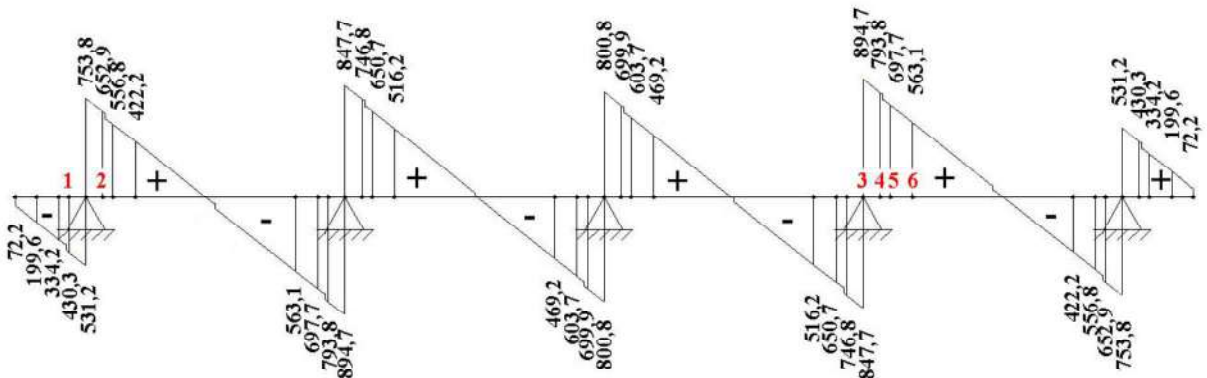
Figura 0.38 – Carregamento permanente na longarina.



Fonte: O autor.

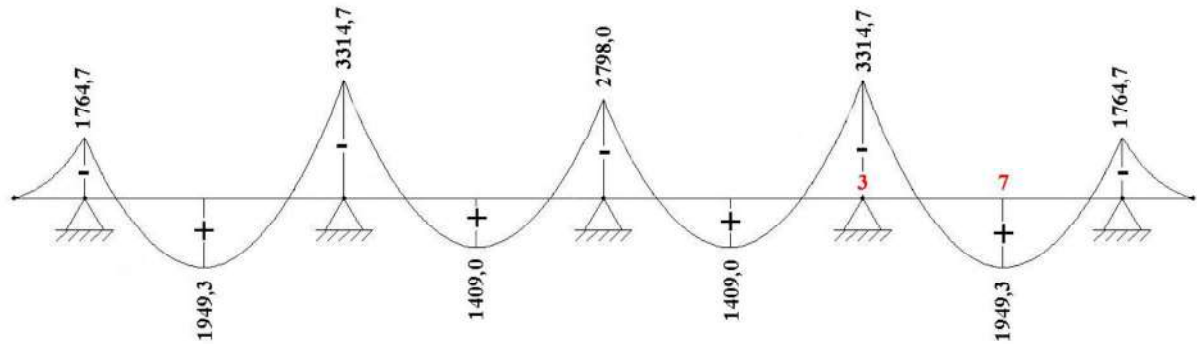
Na Figura 0.39 é mostrado o diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente e na Figura 0.40 tem-se o diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão.

Figura 0.39 – Diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente.



Fonte: O autor.

Figura 0.40 - Diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente.



Fonte: O autor.

C.2.2 – Carregamento móvel

As solicitações nas longarinas devido ao carregamento móvel proveniente de um trem-tipo da Classe 36 foram avaliadas pelo Método de Engesser-Courbon. Segundo Cavalcante (2019), as linhas de influência das reações de apoio nas longarinas podem ser obtidas através da Equação 0.19.

$$\eta_i(x) = R_i = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \frac{(2 \cdot i - n - 1) \cdot e}{(n^2 - 1) \cdot \xi} \right] \quad 0.19$$

onde,

$\eta_i(x)$ – Valor da reação de apoio da longarina i , para uma carga P posicionada a uma distância x da extremidade da seção transversal do tabuleiro;

R_i – Reação de apoio da longarina i ;

P – Carga tomada como unitária;

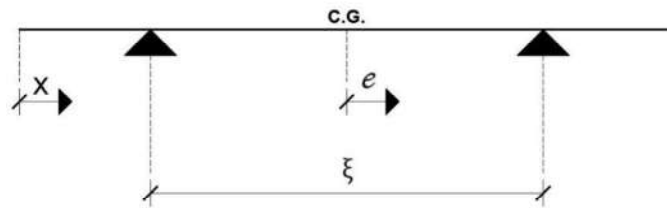
i – Número da longarina;

n – Número de longarinas;

e - Excentricidade (Figura 0.41), nula no centro de gravidade da seção transversal e positiva da esquerda para a direita;

ξ – Distância entre os eixos das longarinas.

Figura 0.41 – Seção transversal para o Método de Engesser-Courbon.



Fonte: O autor.

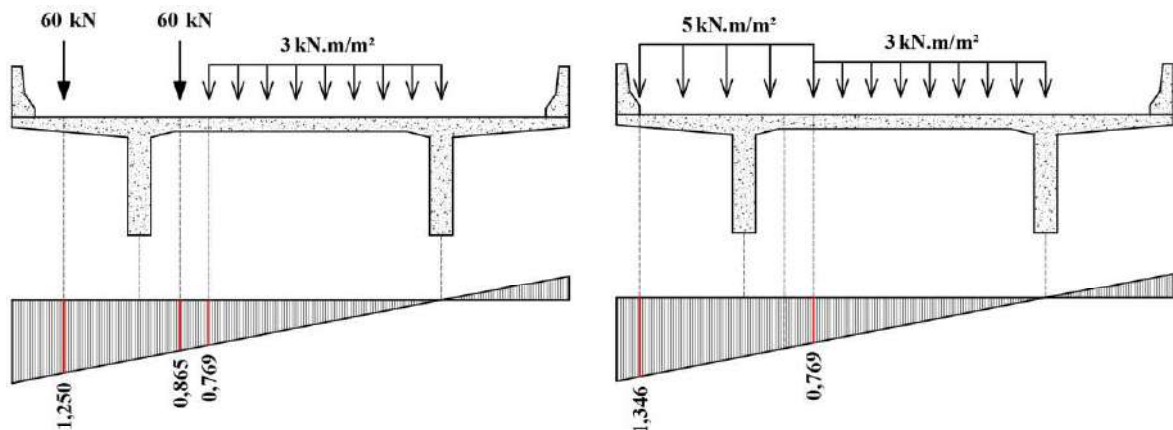
Obteve-se as Equações 0.20 e 0.21 para as longarinas 1 (da esquerda) e 2 (da direita), respectivamente. Devido à simetria da estrutura e a presença de somente duas longarinas, será analisada somente a longarina 1.

$$\eta_1(x) = R_1 = -0,192 \cdot x + 1,423 \quad 0.20$$

$$\eta_2(x) = R_2 = 0,192 \cdot x - 0,423 \quad 0.21$$

Na Figura 0.42 é representado o posicionamento crítico do veículo-tipo e da carga de multidão para a longarina 1, para a situação em que a carga de multidão está posicionada na região do veículo-tipo e para a situação em que não está.

Figura 0.42 – Posicionamento crítico do trem-tipo.



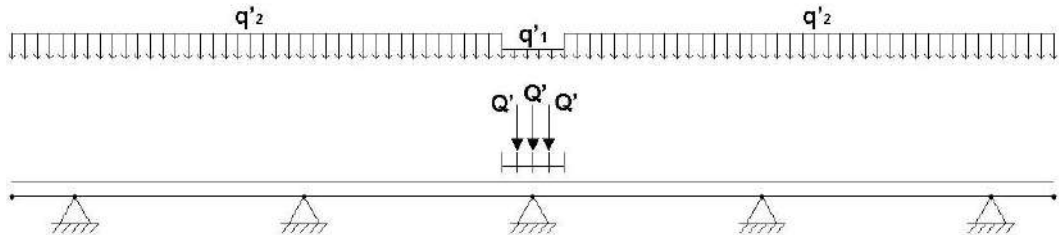
A - Carga de multidão posicionada na região do veículo-tipo

B - Carga de multidão posicionada na região fora do veículo-tipo

Fonte: O autor.

O trem-tipo longitudinal é composto por três carregamentos, Q' representando a carga de cada eixo do veículo-tipo, q'_1 representando a carga de multidão na região do veículo-tipo e q'_2 representando a carga de multidão na região fora do veículo-tipo, conforme a Figura 0.43. Esses carregamentos são calculados nas Equações 0.22, 0.23 e 0.24, respectivamente.

Figura 0.43 – Trem-tipo longitudinal para um trem-tipo da Classe 36.



Fonte: O autor.

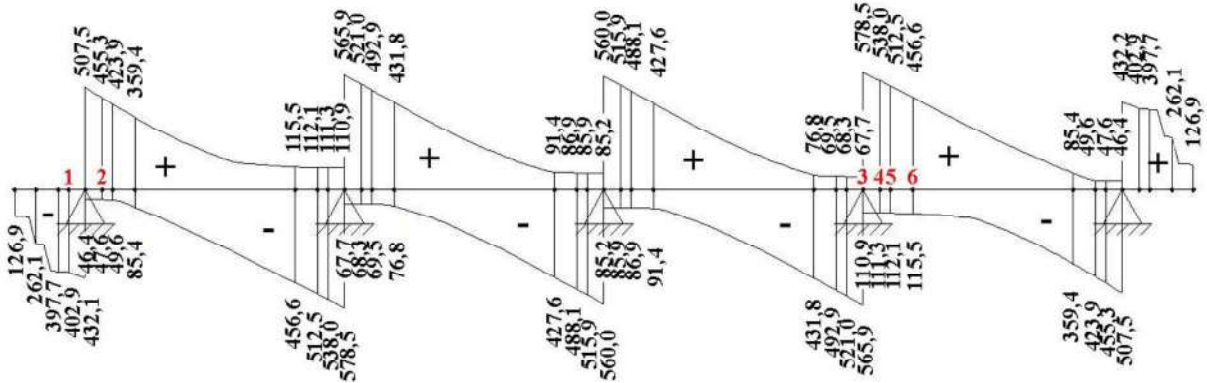
$$Q' = (1,250 + 0,865) \cdot 60 = 126,9 \text{ kN} \quad 0.22$$

$$q'_1 = \left(\frac{0,769 \cdot 4}{2} \right) \cdot 3 = 4,6 \text{ kN/m} \quad 0.23$$

$$q'_2 = \left(\frac{0,769 \cdot 4}{2} \right) \cdot 3 + \left[\left(\frac{1,346 + 0,769}{2} \right) \cdot 3 \right] \cdot 5 = 20,5 \text{ kN/m} \quad 0.24$$

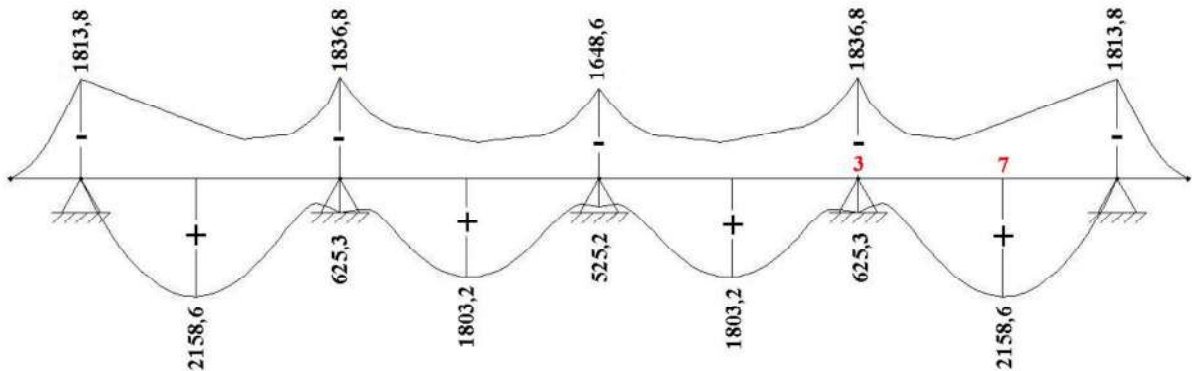
Na Figura 0.44 é representada a envoltória de esforço cortante devido ao carregamento permanente e na Figura 0.45, a envoltória de momento fletor devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão. Para esses valores, não estão incluídos os coeficientes de impacto.

Figura 0.44 – Envoltória de esforço cortante devido ao carregamento móvel.



Fonte: O autor.

Figura 0.45 - Envoltória de momento fletor devido ao carregamento móvel.



Fonte: O autor.

C.2.3 – Estimativa da resistência característica do concreto à compressão ($f_{ck,projeto}$)

Devido à ausência de informações sobre a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) utilizada no projeto do viaduto (que seria uma situação em que não ocorra extração de testemunhos da estrutura), deve-se realizar a estimativa desse parâmetro. A estimativa será feita através da verificação das bielas comprimidas de concreto nas seções críticas.

C.2.3.1 – Seção 3 – Sobre o apoio

Primeiramente calcula-se o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) na seção, adotando-se o valor mais crítico dentre os obtidos pelas Equações 0.25 e 0.26.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot V_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot V_{qk} \quad 0.25$$

$$V_{Sd} = 0,9 \cdot V_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot V_{qk} \quad 0.26$$

onde,

V_{gk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento permanente;

V_{qk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento móvel;

φ – Coeficiente de impacto, conforme a Equação 0.27.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \ell \quad 0.27$$

onde,

ℓ – Vão teórico, em metros.

Com base nessas informações, o coeficiente de impacto para essa seção é dado pela Equação 0.28.

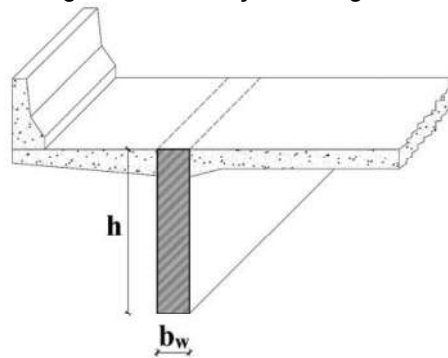
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot 22 = 1,246 \quad 0.28$$

Portanto, tem-se que o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.29.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 894,7 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 578,5 = 2261,7 \text{ kN} \quad 0.29$$

A seção transversal considerada para verificação das bielas comprimidas de concreto é retangular (Figura 0.46) com altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 80 centímetros.

Figura 0.46 – Seção retangular .



Fonte: O autor.

Para a estimativa do f_{ck} , compara-se a tensão convencional de cisalhamento de cálculo (τ_{wd}) com a tensão convencional de cisalhamento última (τ_{wu}), conforme as Equações 0.30, 0.31, 0.32 e 0.33.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu} \quad 0.30$$

$$\frac{V_{Sd}}{b_w \cdot d} \leq 0,25 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 0.31$$

$$d = 0,80 \cdot h \quad 0.32$$

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot \gamma_c \cdot V_{Sd}}{0,80 \cdot b_w \cdot d} \quad 0.33$$

Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.34.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 2261,7}{0,80 \cdot 80 \cdot 205} = 0,96 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 9,6 \text{ MPa} \quad 0.34$$

C.2.3.2 – Seção 5 – Meio do engrossamento

Analogamente, o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.35.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 697,7 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 512,5 = 1870,8 \text{ kN} \quad 0.35$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 60 centímetros. Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.36.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 1870,8}{0,80 \cdot 60 \cdot 205} = 1,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 10,6 \text{ MPa} \quad 0.36$$

C.2.3.3 – Seção 6 – Fora do engrossamento

Analogamente, o V_{sd} para esta seção é dado pela Equação 0.37.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 563,1 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 456,6 = 1584,8 \text{ kN} \quad 0.37$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 205 centímetros e com largura (b_w) de 40 centímetros. Portanto, o f_{ck} de projeto deve respeitar a Equação 0.38.

$$f_{ck} \geq \frac{4 \cdot 1,4 \cdot 1584,8}{0,80 \cdot 40 \cdot 205} = 1,35 = 13,5 \text{ MPa} \quad 0.38$$

Portanto, conforme a análise das três seções, estimasse que foi adotado para o projeto um f_{ck} dado pela Equação 0.39.

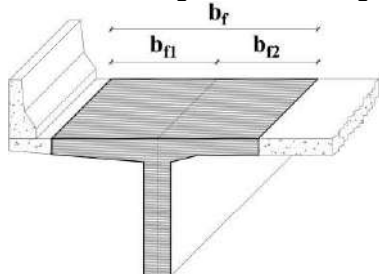
$$f_{ck,previsto} = 15 \text{ MPa} \quad 0.39$$

C.2.4 – Armadura longitudinal positiva – Seção 7

C.2.4.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura longitudinal positiva, permite-se a consideração de uma largura colaborante (b_f), conforme a Figura 0.47.

Figura 0.47 – Largura colaborante conforme a ABNT NBR 6118 (1980).



A - Esquemática da largura colaborante

Largura colaborante					
$c_1 =$	0,10	m	$b_{f1} =$	1,62	m
$c_3 =$	0,17	m	$b_{f3} =$	1,69	m
$b_1 =$	1,32	m			
$b_2 =$	5,00	m			
$b_3 =$	1,32	m			
			$b_f =$	3,31	m

B - Cálculo da largura colaborante

Fonte: O autor.

C.2.4.2 – Momento fletor máximo solicitante de cálculo

O momento fletor solicitante de cálculo (M_{Sd}) é definido pela situação mais crítica entre as Equações 0.40 e 0.41.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot M_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot M_{qk} \quad 0.40$$

$$M_{Sd} = 0,9 \cdot M_{gk} + \varphi \cdot 1,4 \cdot M_{qk} \quad 0.41$$

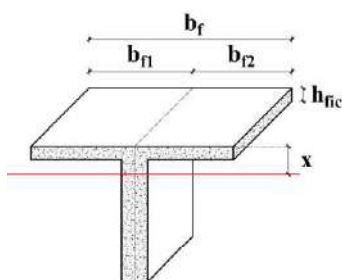
Portanto, para a seção crítica ao momento fletor positivo, o M_{Sd} é dado pela Equação 0.42.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot 1949,3 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 2158,6 = 6494,5 \text{ kN.m} \quad 0.42$$

C.2.4.3 – Posição da linha neutra

Caso a linha neutra (L.N.) passe pela mesa da seção transversal, simplifica-se o dimensionamento considerando uma seção transversal retangular de largura (b_f). Caso contrário, o dimensionamento deve ser feito considerando uma seção T.

Devido à variação da espessura da laje, considerou-se uma espessura fictícia (h_{fic}) constante ao longo de toda a laje para simplificar a verificação da posição da L.N., conforme a Figura 0.48.



A - Espessura fictícia da laje

Figura 0.48 – Posição da L.N..

Posição da linha neutra		
$\gamma_c =$	1,4	$y =$ 13,7 cm
$f_{cd} =$	10,7 MPa	$x =$ 17,1 cm
$\lambda =$	0,8	$\beta =$ 0,10
$h_{fic} =$	26,1 cm	

L.N. passa pela MESA

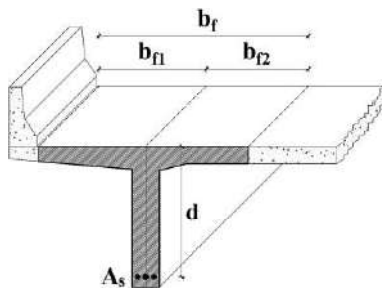
B - Verificação da posição da L.N.

Fonte: O autor.

C.2.4.4 – Armadura positiva mínima necessária

A armadura de flexão necessária, com base no equilíbrio dos esforços internos e considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.49.

Figura 0.49 – Armadura de flexão positiva necessária.



A - Posicionamento da armadura de flexão positiva

Armadura de flexão necessária	
Aço = CA-50	$M_{1d} = 0$ kN.cm
$f_{yk} = 500$ MPa	$M_{2d} = 649448$ kN.cm
$\gamma_s = 1,15$	$x = 17,1$ cm
$f_{yd} = 434,8$ MPa	$A_{s1} = 0,0$ cm ²
	$A_{s2} = 95,1$ cm ²
$A_{s,nec} = 95,1$ cm²	

B - Armadura de flexão necessária

Fonte: O autor.

C.2.4.5– Verificação da fadiga

Conforme a EB 3 (1967), atende-se as exigências de fadiga quando a armadura é multiplicada por um coeficiente de fadiga (k_{fad}), dado pela Equação 0.43.

$$k_{fad} = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \tag{0.43}$$

onde,

M_1 – Maior momento fletor em valor absoluto;

M_2 – Menor momento fletor em valor absoluto. Quando houver alternância de esforços, adotar $M_2 = 0,5 \cdot M_2$;

σ_e – Tensão de escoamento do aço;

σ_1 – (Tabela 0.9).

Tabela 0.9 – Valores de σ_1 em MPa, conforme a EB 3 (1967).

Tipo de armadura	σ_1 (MPa)
Barras retas ou curvadas ¹	360
	ψ
Estribos ou barras curvadas ²	280
	ψ

Notas: ¹ Eixos com raios de curvatura não menores que os indicados na Tabela 0.10; ² Eixos com raios de curvatura menores que os indicados na Tabela 0.10; $\psi = 1$ para pontes rodoviárias com tráfego preponderante de veículos de carga pesados; ; $\psi = 0,75$ para as demais pontes.

Fonte: O autor.

Tabela 0.10 - Raio de curvatura interno mínimo de uma barra curvada, conforme a EB3 (1967).

Categoria	Raio de curvatura interno
CA-40	$\geq 12 \cdot \phi$
CA-50	$\geq 15 \cdot \phi$
CA-60	$\geq 18 \cdot \phi$

Fonte: O autor.

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura de flexão necessária estão apresentadas na Figura 0.50.

Figura 0.50 – Armadura de flexão positiva necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga	
$M_{gk} = 1949,3$ kN.m	$M_{qk,min} = -1055,8$ kN.m
	$M_{qk,max} = 2158,6$ kN.m
Combinação 1	Combinação 2
$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$
$\varphi = 1,246$	$\varphi = 1,246$
$M_{Sd1} = 6494,5$ kN.m	$M_{Sd2} = -87,4$ kN.m
$M_1 = 6494,5$ kN.m	$k_{fad} = 1,03$
$M_2 = 43,7$ kN.m	$A_{s,nec} = 98,3$ cm ²

Fonte: O autor.

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, tem-se que a armadura longitudinal positiva prevista ($A_{s,previsto}$) é representada na Figura 0.51, e seria equivalente a aproximadamente cinco camadas de quatro barras. Vale ressaltar que não foi possível obter uma estimativa do número de camadas com o pacômetro, que não apresentou leituras conclusivas, provavelmente devido à concentração de armaduras na região medida.

Figura 0.51 – Armadura de flexão positiva prevista, considerando a fadiga;

Armadura de flexão prevista	
$\phi = 25$ mm	
$n_\phi = 21$	
$n_{\phi,efetivo} = 22$	$A_{s,previsto} = 108,0$ cm ²

Fonte: O autor;

C.2.5 – Armadura longitudinal negativa – Seção 3

C.2.5.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura de flexão negativa, considera-se uma seção retangular situada sobre o apoio.

C.2.5.2 – Momento fletor máximo solicitante de cálculo

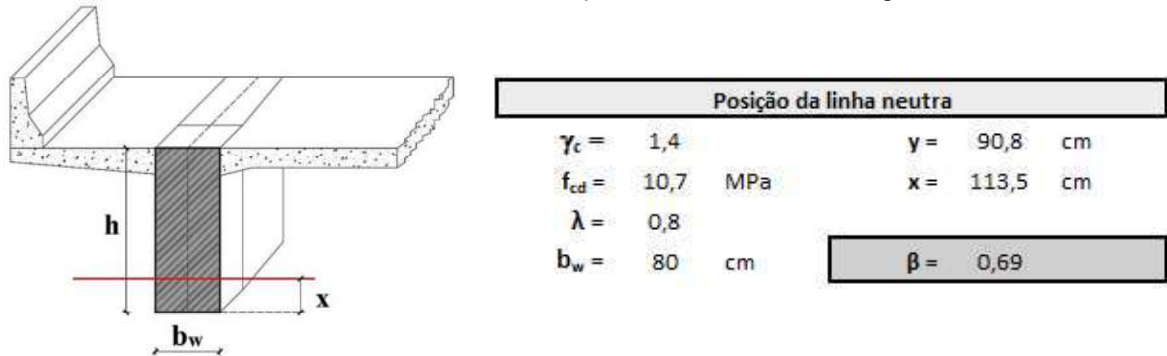
Analogamente ao cálculo do momento fletor máximo solicitante de cálculo, para a situação crítica ao momento fletor negativo, o M_{Sd} é dado pela Equação 0.44.

$$M_{Sd} = 1,4 \cdot (-3314,7) + 1,246 \cdot 1,4 \cdot (-1836,8) = -7844,7 \text{ kN.m} \quad 0.44$$

C.2.5.3 – Posição da linha neutra

A posição da linha neutra está representada na Figura 0.52.

Figura 0.52 – Posição da linha neutra para o momento fletor negativo crítico.



A - Seção transversal sobre o apoio

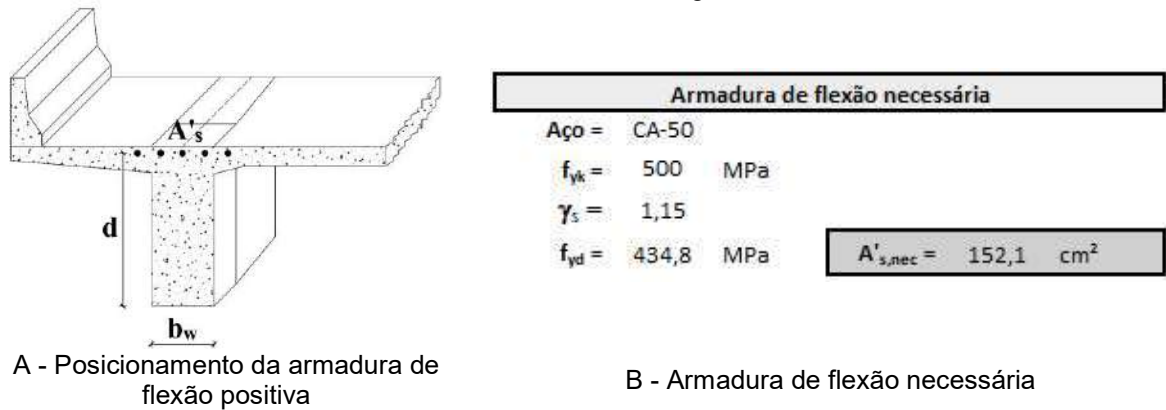
B - Posição da linha neutra

Fonte: O autor.

C.2.5.4 – Armadura positiva mínima necessária

Analogamente ao dimensionamento da armadura longitudinal positiva, a armadura negativa necessária ($A'_{s,nec}$), considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.53.

Figura 0.53 – Armadura de flexão negativa necessária.

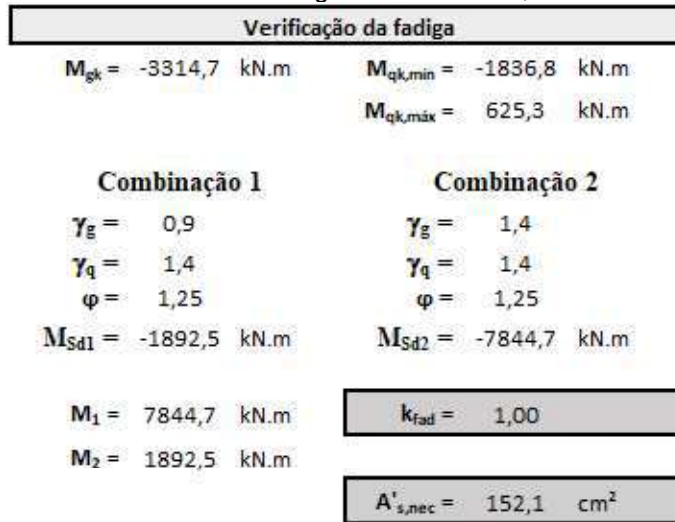


Fonte: O autor.

C.2.5.5– Verificação da fadiga

Analogamente à verificação da fadiga para a armadura longitudinal positiva, tem-se que o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura de flexão necessária estão apresentados na Figura 0.54.

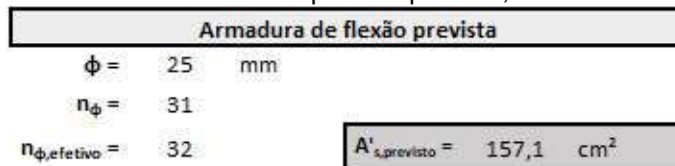
Figura 0.54 - Armadura de flexão negativa necessária, considerando a fadiga.



Fonte: O autor.

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, temos que a armadura longitudinal negativa prevista ($A'_{s,previsto}$) é representada na Figura 0.55

Figura 0.55 – Armadura de flexão positiva prevista, considerando a fadiga.



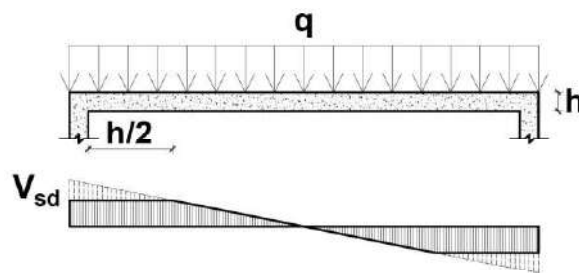
Fonte: O autor.

C.2.6 – Armadura transversal

C.2.6.1 – Redução do esforço cortante solicitante de cálculo em regiões próximas aos apoios

A ABNT NBR 6118 (1980) permite que, para o cálculo da armadura transversal, o esforço cortante no trecho entre o apoio e uma seção situada a uma distância $h/2$ da face do apoio seja constante e igual ao desta seção, conforme a Figura 0.56.

Figura 0.56 – Redução do esforço cortante em seções próximas aos apoios,



Fonte: O autor.

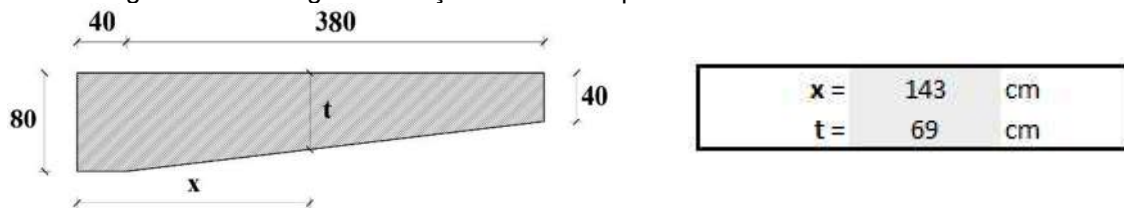
C.2.6.2 – Seção 1 – Região do balanço

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para o dimensionamento da armadura transversal nessa seção é dado pela Equação 0.45.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 430,3 + 1,358 \cdot 1,4 \cdot 402,9 = 1368,4 \text{ kN} \quad 0.45$$

O cálculo da armadura transversal será baseado na seção transversal situada uma distância $h/2$ da face do apoio, tendo largura conforme a Figura 0.57.

Figura 0.57 – Largura da seção transversal para o cálculo da armadura transversal.



A - Geometria do engrossamento

B - Largura para o cálculo da armadura transversal

Fonte: O autor.

Conforme a ABNT NBR 6118 (1980), a armadura transversal deve ser calculada pela teoria clássica de Morsch com base na tensão de cálculo (τ_d) dada pela Equação 0.46.

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad 0.46$$

onde,

τ_c – Parcela de contribuição do concreto na capacidade de absorver tensões oriundas do esforço cortante, a qual, para a flexão simples, é dada pela Equação 0.47.

$$\tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad 0.47$$

onde,

ψ_1 – Coeficiente de ponderação, conforme a Tabela 0.11.

Tabela 0.11 – Coeficiente de ponderação ψ_1 .

Coeficiente de ponderação	ψ_1
$\rho_1 \leq 0,001$	0,07
$\rho_1 \geq 0,015$	0,14
$0,001 < \rho_1 \leq 0,015$	Interpolar linearmente

Fonte: O autor.

onde,

ρ_1 – Menor taxa da armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2 \cdot h$ a parti da face do apoio.

A porcentagem geométrica de armadura transversal (ω_t), para estribos verticais e segundo a teórica clássica de Morsch, é dada pela Equação 0.48.

$$\omega_t = \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad 0.48$$

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.58.

Figura 0.58 – Armadura transversal necessária.

Armadura transversal necessária		
Aço =	CA-50	$\tau_c =$ 0,27 MPa
$f_{yk} =$	500 MPa	$\tau_d =$ 0,84 MPa
$\gamma_s =$	1,15	$\omega_{t,nec} =$ 0,002
$f_{yd} =$	434,8 MPa	
		$A_{sw,nec} =$ 15,4 cm ² /m

Fonte: O autor.

Conforme a EB 3 (1967), atende-se as exigências de fadiga quando a armadura é multiplicada por um coeficiente de fadiga (k_{fad}), dado pela Equação 0.49.

$$k_{fad} = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_1} \geq 1 \quad 0.49$$

onde,

Q_1 – Maior momento fletor em valor absoluto;

Q_2 – Menor momento fletor em valor absoluto. Quando houver alternância de esforços, adotar $Q_2 = 0$;

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura transversal necessária estão apresentadas na Figura 0.59.

Figura 0.59 – Armadura transversal necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga	
$V_{gk} = 430,3$ kN.m	$V_{qk,min} = 0$ kN.m
	$V_{qk,max} = 402,9$ kN.m
Combinação 1	Combinação 2
$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$
$\varphi = 1,36$	$\varphi = 1,36$
$V_{Sd1} = 1368,4$ kN.m	$V_{Sd2} = 387,3$ kN.m
$V_1 = 1368,4$ kN.m	$k_{fad} = 1,00$
$V_2 = 387,3$ kN.m	$A_{sw,nec} = 15,4$ cm ² /m

Fonte: O autor.

Na Figura 0.60 observa-se que estribos verticais ($\phi_t = 10$ mm) com quatro ramos espaçados longitudinalmente a cada 20,0 cm são os mais adequados, que é um resultado próximo ao resultado aferido no ensaio de pacometria.

Figura 0.60 - Armadura transversal prevista, considerando a fadiga.

Armadura transversal prevista	
$\phi_t = 10$ mm	
$n_{ramos} = 4$ unidades	
$s_t = 20$ cm	$A_{sw,prev} = 15,7$ cm ² /m

Fonte: O autor.

C.2.6.3 – Seção 2 – Região próxima ao apoio

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{Sd}) para o dimensionamento da armadura transversal desta seção é dado pela Equação 0.50.

$$V_{Sd} = 1,4 \cdot 652,9 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 455,3 = 1708,3 \text{ kN} \quad 0.50$$

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.61.

Figura 0.61 – Armadura transversal necessária.

Armadura transversal necessária		
Aço =	CA-50	$\tau_c = 0,27$ MPa
$f_{yk} =$	500 MPa	$\tau_d = 1,11$ MPa
$\gamma_s =$	1,15	$\omega_{L,nec} = 0,003$
$f_{yd} =$	434,8 MPa	
		$A_{sw,nec} = 20,5$ cm²/m

Fonte: O autor.

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura transversal necessária estão apresentadas na Figura 0.62.

Figura 0.62 – Armadura transversal necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga		
$V_{gk} =$	652,9 kN.m	$V_{qk,min} = -47,6$ kN.m
		$V_{qk,max} = 455,3$ kN.m
Combinação 1		Combinação 2
$\gamma_g =$	1,4	$\gamma_g = 0,9$
$\gamma_q =$	1,4	$\gamma_q = 1,4$
$\phi =$	1,25	$\phi = 1,25$
$V_{Sd1} =$	1708,3 kN.m	$V_{Sd2} = 504,6$ kN.m
$V_1 =$	1708,3 kN.m	$k_{fad} = 1,00$
$V_2 =$	504,6 kN.m	
		$A_{sw,nec} = 20,5$ cm²/m

Fonte: O autor.

Na Figura 0.63 é demonstrado que estribos verticais ($\phi_t = 10$ mm) com quatro ramos espaçados longitudinalmente a cada 15,0 cm são os mais adequados, valor próximo ao observado com auxílio do pacômetro.

Figura 0.63 - Armadura transversal prevista, considerando a fadiga.

Armadura transversal prevista		
$\phi_t =$	10	mm
$n_{ramos} =$	4	unidades
$s_t =$	15	cm
		$A_{sw,prev} = 20,9$ cm²/m

Fonte: O autor.

C.2.6.4 – Seção 4 – Região de esforço cortante máximo

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para o dimensionamento da armadura transversal desta seção é dado pela Equação 0.51.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 793,8 + 1,246 \cdot 1,4 \cdot 538,0 = 2049,8 \text{ kN}$$

0.51

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.64.

Figura 0.64 – Armadura transversal necessária.

Armadura transversal necessária			
Aço =	CA-50	$\tau_c =$	0,27 MPa
$f_{yk} =$	500 MPa	$\tau_d =$	1,39 MPa
$\gamma_s =$	1,15	$\omega_{t,nec} =$	0,003
$f_{yd} =$	434,8 MPa		
			$A_{sw,nec} =$ 25,6 cm ² /m

Fonte: O autor.

Portanto, o coeficiente de fadiga (k_{fad}) e a nova área de armadura transversal necessária estão apresentadas na Figura 0.65.

Figura 0.65 – Armadura transversal necessária, considerando a fadiga.

Verificação da fadiga			
$V_{gk} =$	793,8 kN.m	$V_{qk,min} =$	-111,3 kN.m
		$V_{qk,max} =$	538 kN.m
Combinação 1		Combinação 2	
$\gamma_g =$	1,4	$\gamma_g =$	0,9
$\gamma_q =$	1,4	$\gamma_q =$	1,4
$\varphi =$	1,25	$\varphi =$	1,25
$V_{Sd1} =$	2049,8 kN.m	$V_{Sd2} =$	520,3 kN.m
$V_1 =$	2049,8 kN.m	$k_{fad} =$ 1,00	
$V_2 =$	520,3 kN.m	$A_{sw,nec} =$ 25,6 cm ² /m	

Fonte: O autor.

Na Figura 0.66 é demonstrado que estribos verticais ($\phi_t = 10$ mm) com quatro ramos espaçados longitudinalmente a cada 12,0 cm são os mais adequados.

Figura 0.66 - Armadura transversal prevista, considerando a fadiga.

Armadura transversal prevista			
$\phi_t =$	10	mm	
$n_{ramos} =$	4	unidades	
$s_t =$	12	cm	$A_{sw,prev} =$ 26,2 cm ² /m

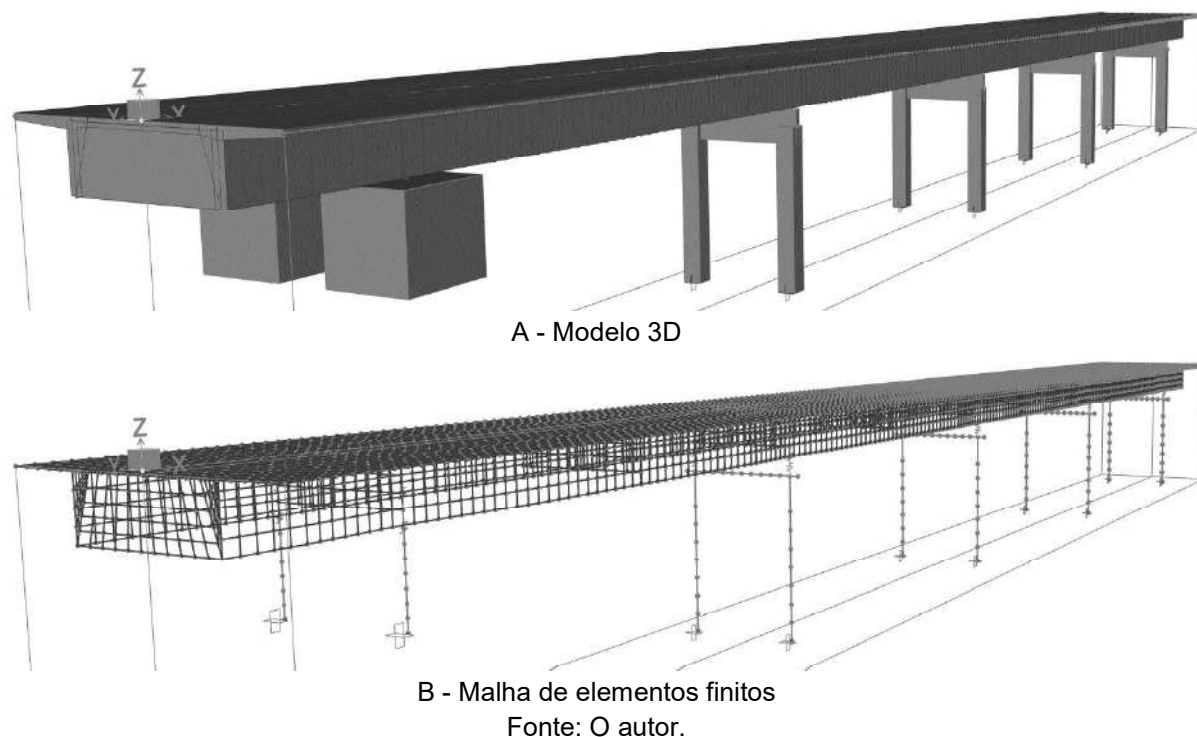
Fonte: O autor.

C.3 – ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

C.3.1 – Modelo de elementos finitos

O modelo de elementos finitos está apresentado na Figura 0.67, gerado a partir do *software* CSIBridge v.23 e sua respectiva malha de elementos finitos. Todos os elementos que compõem o tabuleiro foram discretizados por meio de elementos de casca (*Shell*).

Figura 0.67 – Modelo estrutural do viaduto no *software* CSIBridge.



C.3.1.1 – Propriedades do concreto

Adotou-se para as propriedades do concreto no modelo de elementos finitos (resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade e peso específico) os valores obtidos nos testemunhos, conforme a Figura 0.68.

Figura 0.68 – Propriedades do concreto no modelo de elementos finitos.

B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C38

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 24,4186

Mass per Unit Volume: 2,49

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 27660000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 11525000,

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 38830,

Expected Concrete Compressive Strength: 38830,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

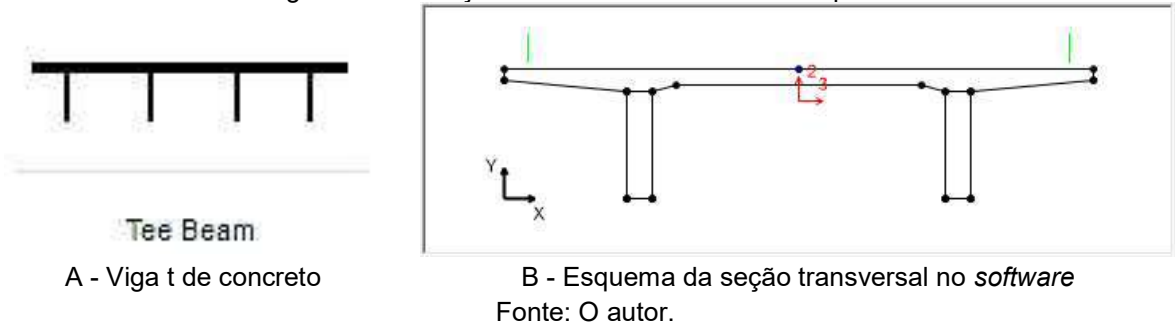
OK Cancel

Fonte: O autor.

C.3.1.2 – Seção transversal do tabuleiro

Modelou-se a seção transversal do tabuleiro como viga t de concreto (*Concrete Tee Beam*), conforme a Figura 0.69. O engrossamento das longarinas nas seções próximas aos apoios foi representado por variações paramétricas (*Parametric Variations*), as quais aumentam a espessura da longarina, conforme a Figura 0.70.

Figura 0.69 – Seção transversal do tabuleiro da ponte.



A - Viga t de concreto

B - Esquema da seção transversal no software

Fonte: O autor.

Figura 0.70 – Engrossamento da longarina nos vãos centrais representado por uma variação paramétrica.

Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m
1		0,	0,4
1	Start of Variation	0,	0,4
2	Linear	0,4	0,4
3	Linear	4,2	0,
4	Linear	17,8	0,
5	Linear	21,6	0,4
6	Linear to End of Variation	22,	0,4

A - Dimensões do engrossamento nos vãos centrais

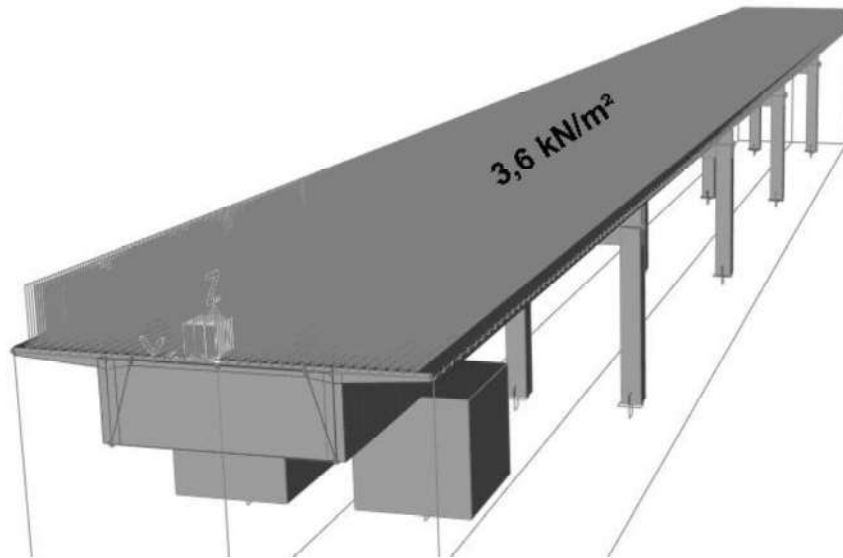


B - Esquematisação do engrossamento nos vãos centrais

Fonte: O autor.

O carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica (*Wearing Surface Loads*) é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento distribuído sobre a laje, exceto na região das defensas (Figura 0.71). Considerou-se uma camada uniforme de 15 cm, portanto, ao multiplicar essa espessura pelo peso próprio do material asfáltico (γ_{PAV}), obtém-se que o carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica é de 3,6 kN/m².

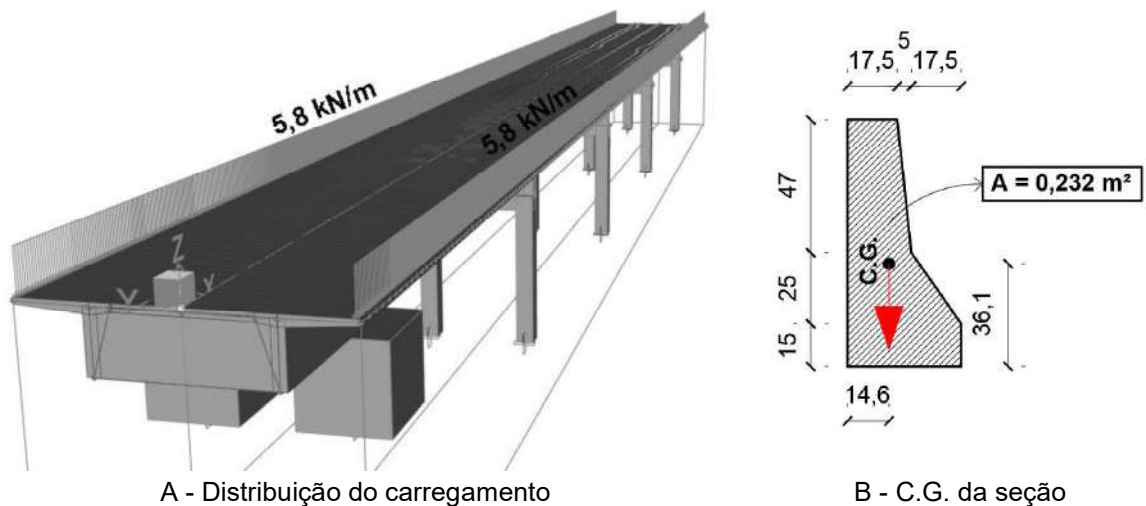
Figura 0.71 – Carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica.



Fonte: O autor.

O carregamento devido ao peso próprio das defensas do tipo *New Jersey* também é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento linear e uniformemente distribuído do longo do eixo que passa pelo centro de gravidade (C.G.) do elemento (Figura 0.72). O carregamento é obtido pela multiplicação da área da seção transversal da defesa pelo peso próprio do concreto armado (γ_{CA}), obtendo-se um carregamento de $5,8 \text{ kN/m}$.

Figura 0.72 – Carregamento devido às defensas do tipo *New Jersey*.



A - Distribuição do carregamento

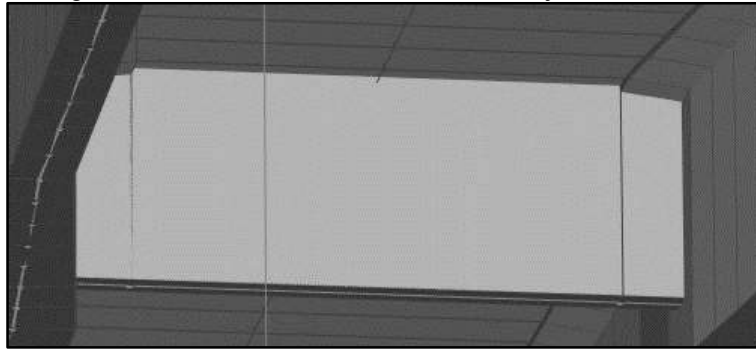
B - C.G. da seção

Fonte: O autor.

C.3.1.3– Transversinas e travessas

Todas as transversinas estão conectadas à laje do tabuleiro no modelo (Figura 0.73) devido à configuração padrão do software, não sendo possível desconectá-las.

Figura 0.73 – Transversina conectada à laje do tabuleiro.

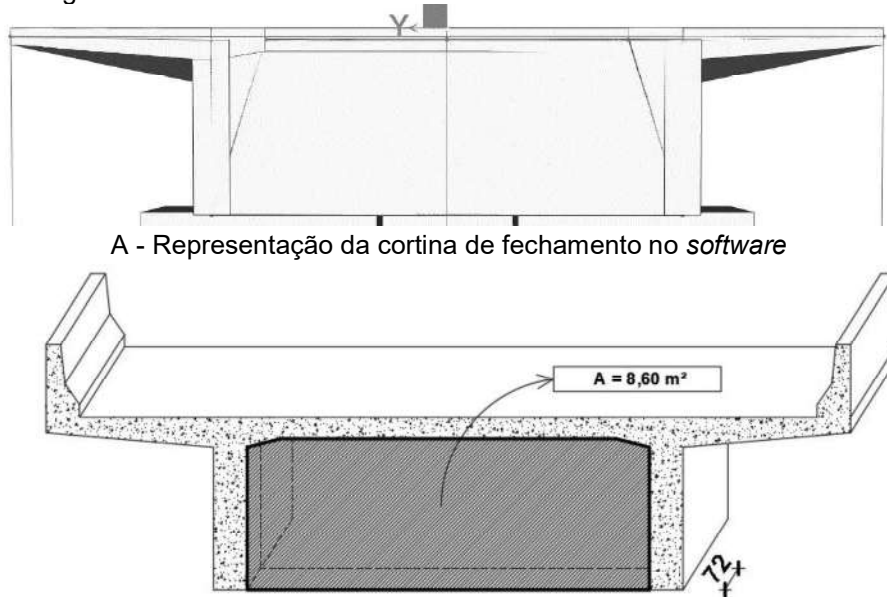


Fonte: O autor.

C.3.1.4 – Cortinas de fechamento

O *software* não permite a modelagem de cortinas de fechamento compatíveis com a geometria usualmente encontradas nas pontes brasileiras, portanto, a representação das cortinas é feita por transversinas (Figura 0.74), as quais possuem a espessura calculada baseada no volume total da cortina. Obteve-se uma espessura de, aproximadamente, 72,0 cm para a transversina.

Figura 0.74 – Cortina de fechamento no modelo de elementos finitos.



A - Representação da cortina de fechamento no *software*

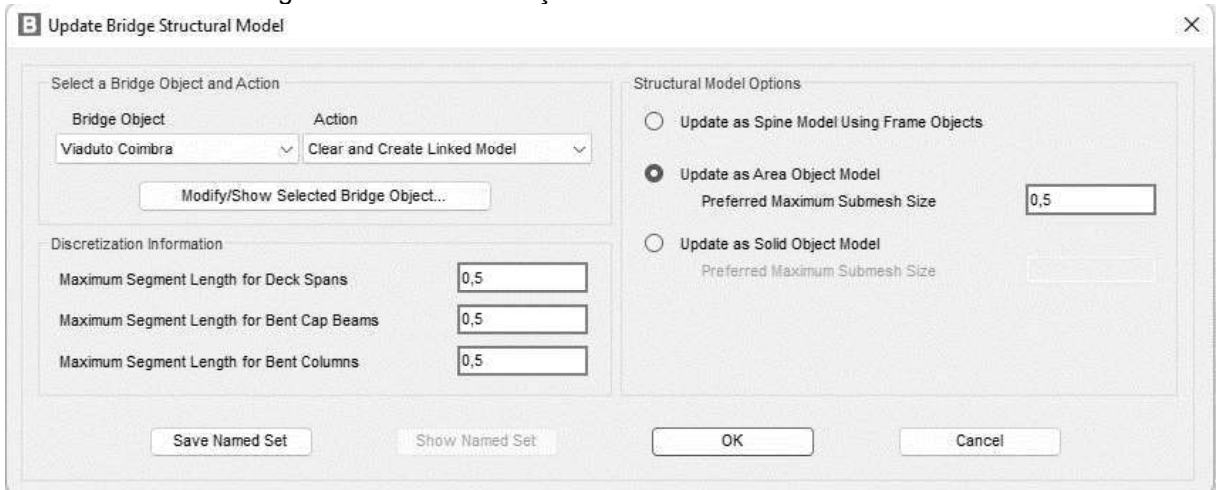
B - Espessura adotada

Fonte: O autor.

C.3.1.5 – Calibração do modelo

A discretização do modelo foi feita com as dimensões (em metros) descritas na Figura 0.75

Figura 0.75 – Discretização do modelo de elementos finitos.



Fonte: O autor.

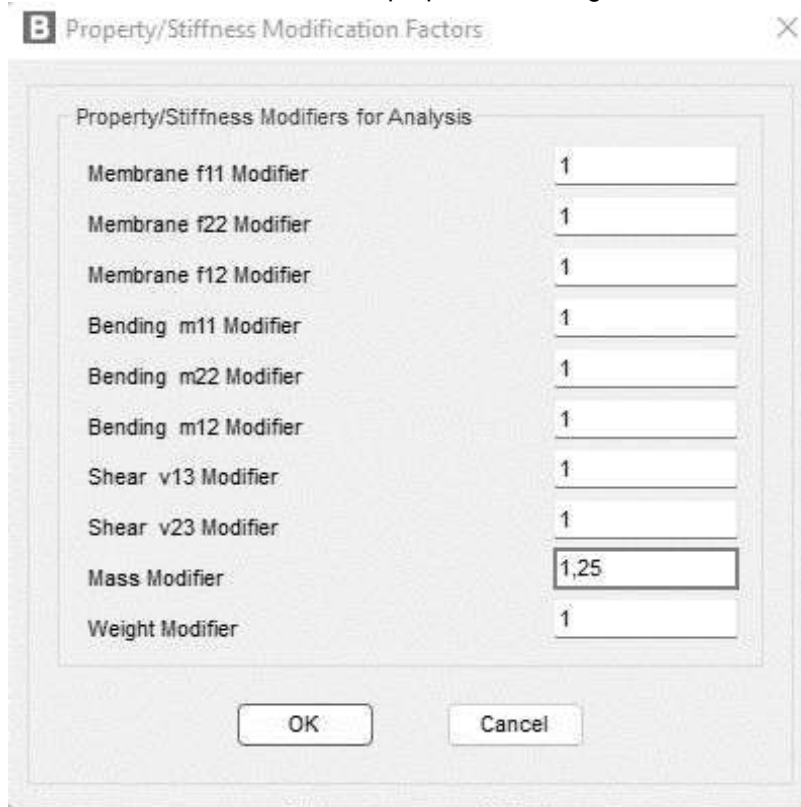
Todos os apoios são do tipo Freyssinet (articulação fixa), portanto possui translação e rotação restringidas em todas as direções, conforme a Figura 0.76.

Figura 0.76 – Restrições nos apoios.

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Fonte: O autor.

Para a análise modal, a massa da estrutura (dos elementos shell) foi aumentada em 25% (Figura 0.77), afim de representar o peso do veículo que transpôs a ponte durante o ensaio, das defensas, da pavimentação, etc., uma vez que a camada de pavimentação e as defensas inseridas nas propriedades da seção transversal do tabuleiro não são computados na análise modal do *software*.

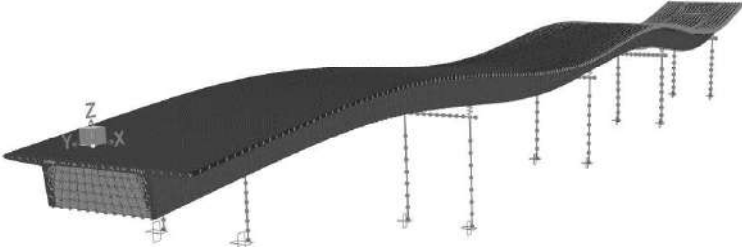
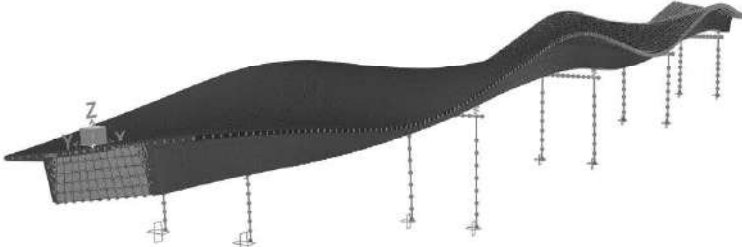
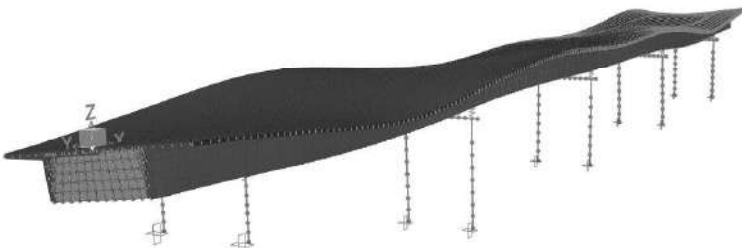
Figura 0.77 – Fatores modificadores de propriedades e rigidez dos elementos *Shell*.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1,25
Weight Modifier	1

Fonte: O autor.

Os primeiros modos de vibração da estrutura do modelo de elementos finitos e suas respectivas frequências estão apresentados na Tabela 0.12. Observa-se que foi possível ajustar, com maior precisão, a primeira frequência, mantendo as outras apenas com valores próximos.

Tabela 0.12 – Modos de vibração do modelo de elementos finitos, conforme o aumento da massa do sistema.

Modo	Tipo	Frequência (Hz)
4°		5,00
7°		6,23
8°		6,90

Fonte: O autor.

Devido a utilização de apenas um acelerômetro, não foi possível gerar as deformadas modais experimentais, o que dificulta a calibração do modelo em elementos finitos tanto do ponto de vista das frequências quanto dos modos de vibração.

C.3.2 – Veículos analisados

Com o modelo de elementos finitos ajustado, analisou-se, além do trem-tipo de projeto (Classe 36), a carga móvel rodoviária padrão da normatização atual (ABNT NBR 7188, 2013), a TB-450, conforme a Figura 0.78.

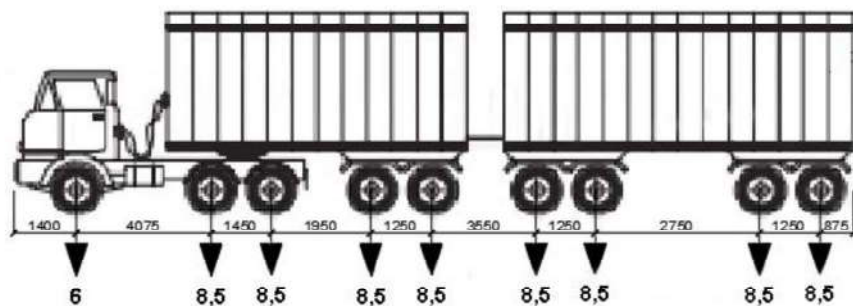
Figura 0.78 – Trens-tipo analisados.

	Unidade	Classe 36	TB-450	
	P_{total}	kN	360	450
	P_1	kN	60	75
	P_2	kN	60	75
	P_3	kN	60	75
	C	m	6,0	6,0
	L	m	3,0	3,0
	b_1	m	0,45	0,50
	b_2	m	0,45	0,50
	b_3	m	0,45	0,50
	b_4	m	0,20	0,2
a	m	1,5	1,5	
b	m	2,0	2,0	

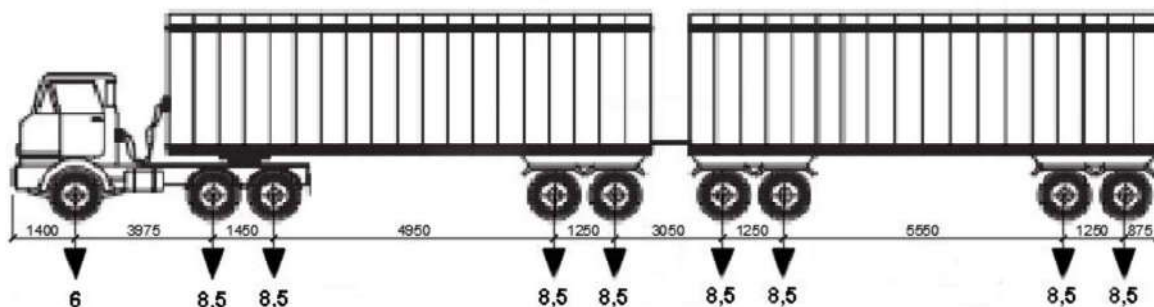
Fonte: O autor.

Analisou-se também alguns veículos presentes no estudo de El Debs et al (2004), conforme a Figura 0.79, além de mais três veículos mais atuais apresentados na Figura 0.80 e uma composição de carga indivisível PBT 200.

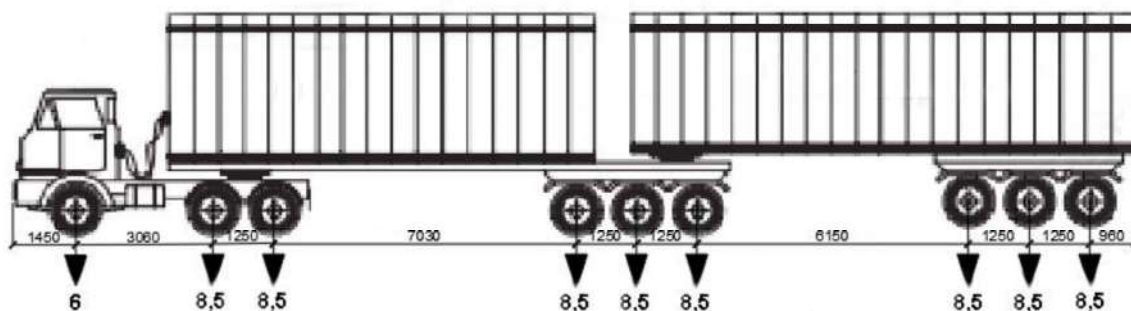
Figura 0.79 - Veículos analisados no estudo de El Debs et al (2004).



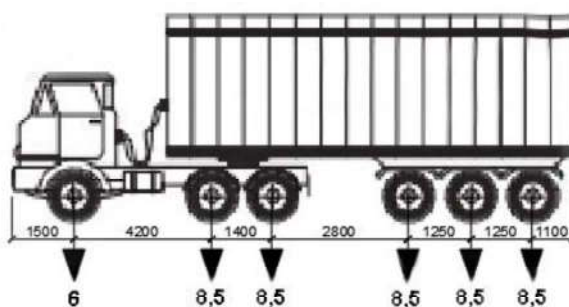
A - Rodotrem (74 ton) – 19,80 m de comprimento (RT 74/20)



B - Rodotrem (74 ton) – 25,00 m de comprimento (RT 74/25)



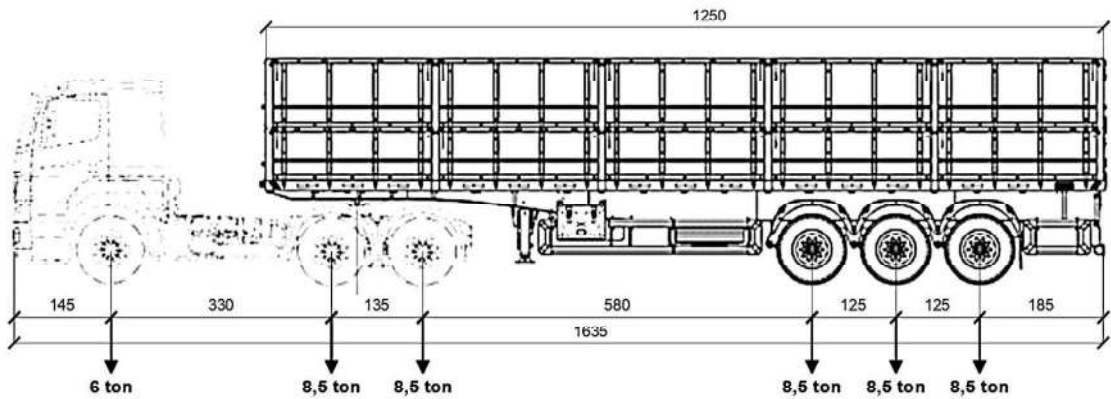
C - Bitrem (74 ton) – 24,90 m de comprimento (BT 74/25)



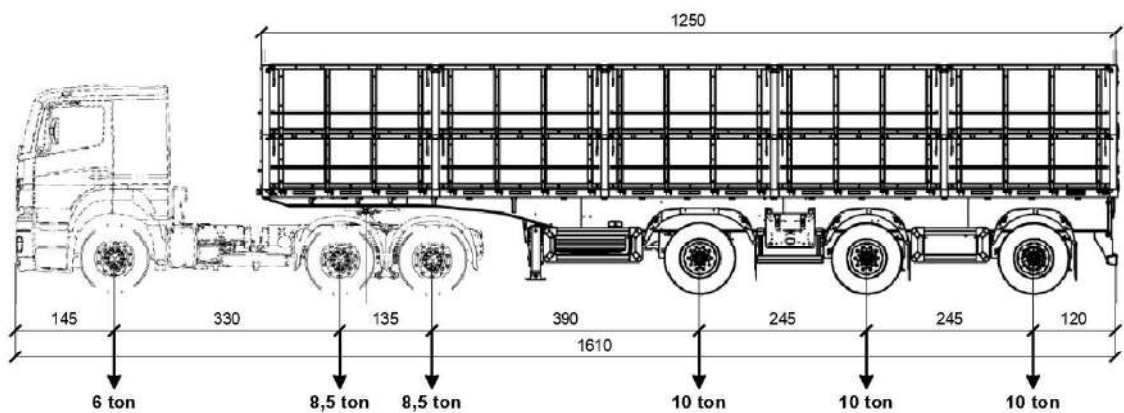
D - Caminhão basculante (48,5 ton) – 13,50 m de comprimento (B 49/14)

Fonte: Adaptado de El Debs et al (2004).

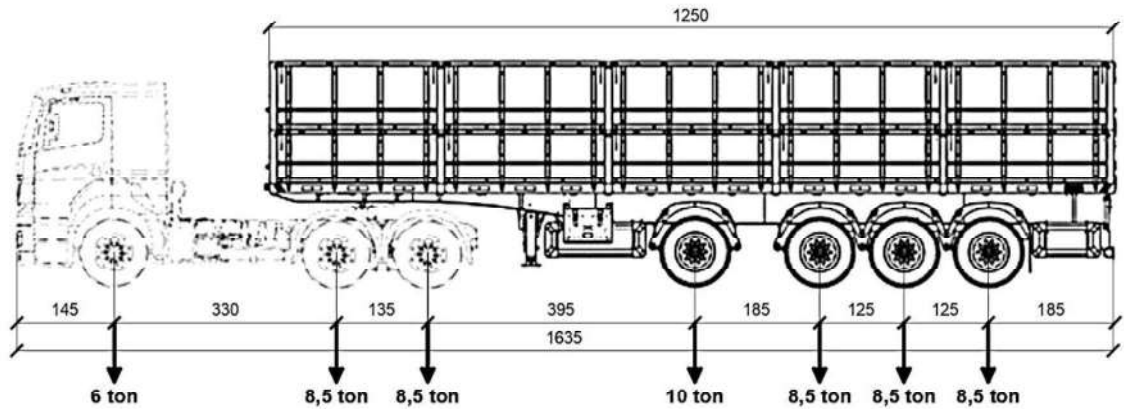
Figura 0.80 – Outros CVC's analisados.



A - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3S3) – 48,5 toneladas



B - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3I3) – 53 toneladas

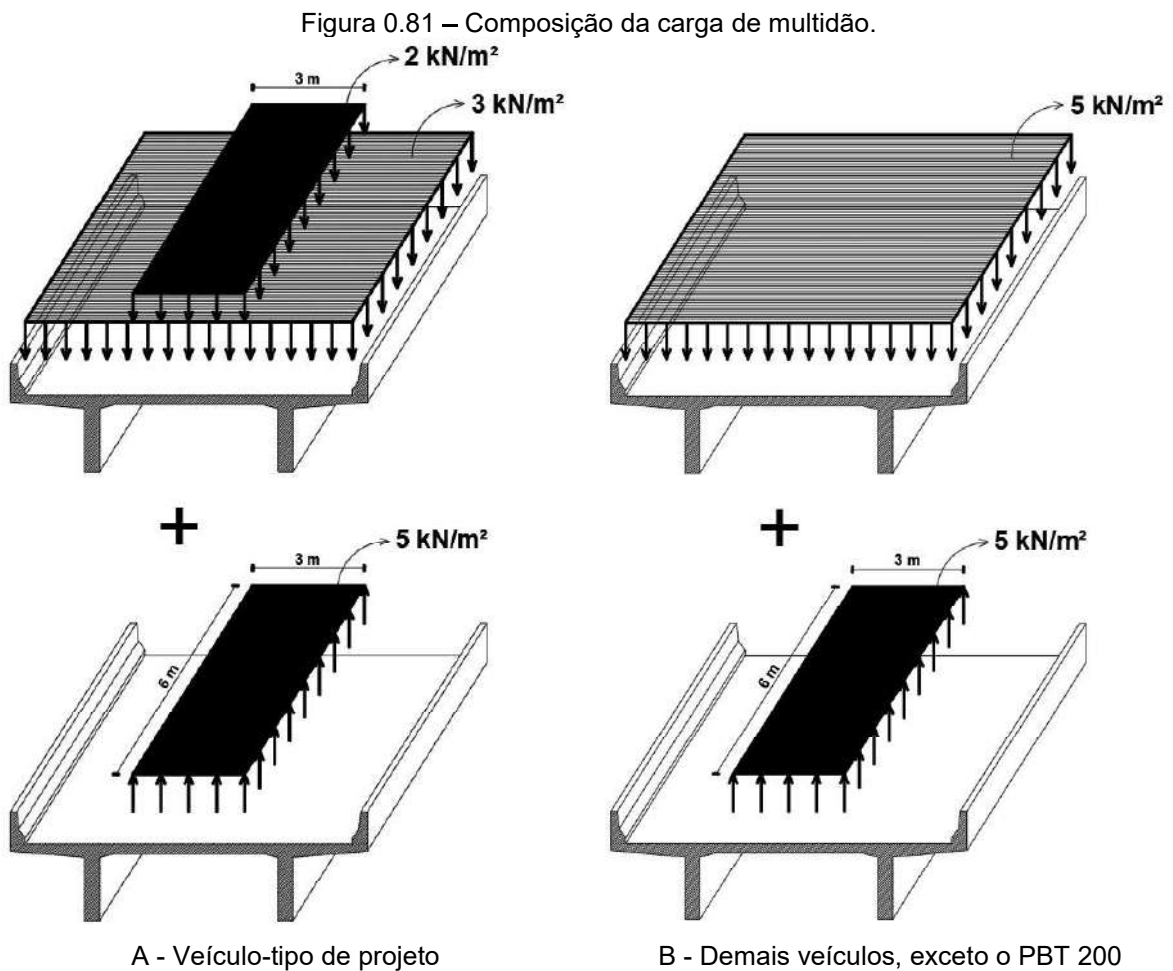


C - 3S3 + 4º eixo - 58,5 toneladas

Fonte: Adaptado de Noma (2022).

Todos os veículos acima foram analisados em conjunto com a carga de multidão. O *software* CSIBridge v23 considera a carga de multidão distribuída em faixas perpendiculares ao eixo longitudinal da ponte. A carga é distribuída ao longo de toda a faixa, incluindo a região ocupada pelo veículo-tipo. Para compatibilização com a normatização brasileira, onde a carga de multidão não é colocada nessa região, será feita uma superposição de efeitos.

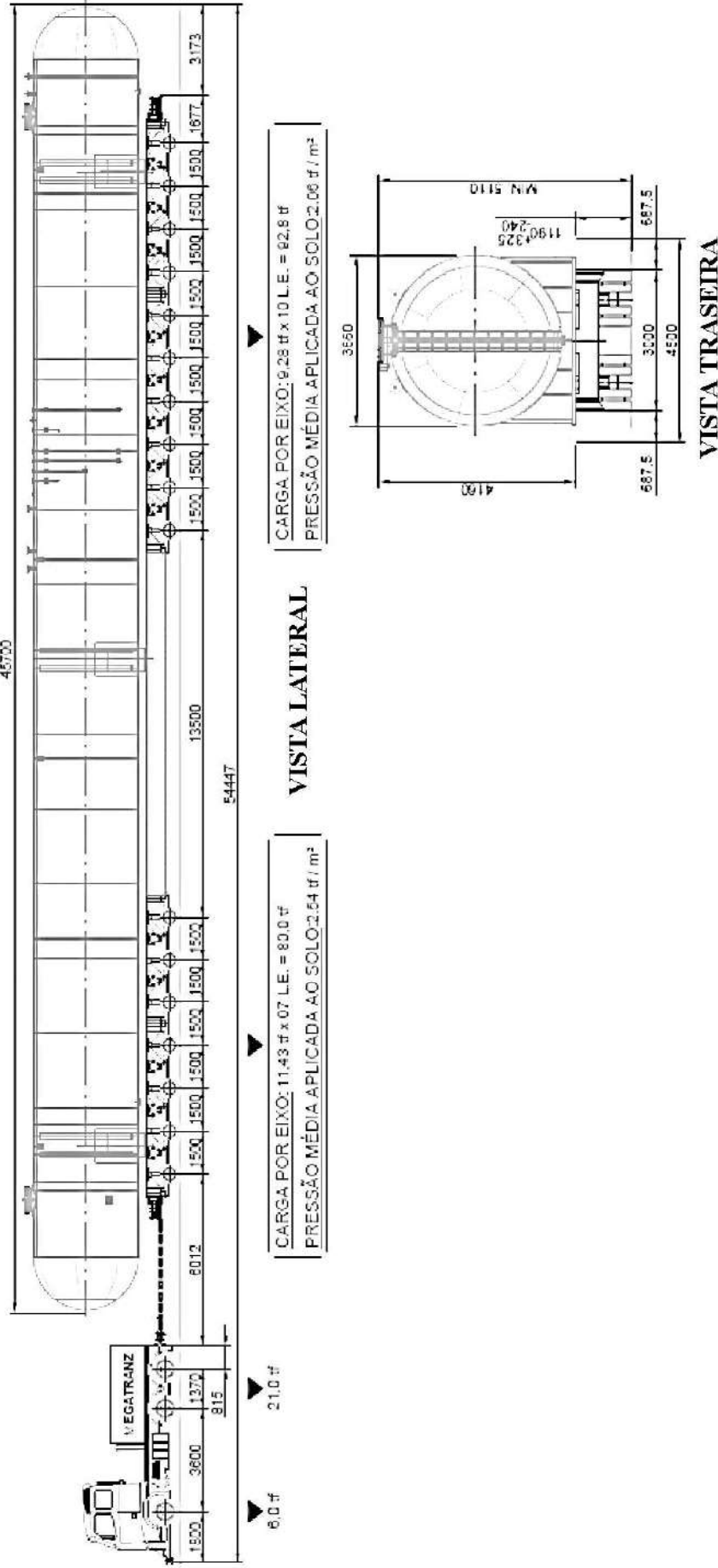
Para o veículo-tipo de projeto (Classe 36), a carga de multidão será composta de três partes: uma aplicada em toda a largura do tabuleiro, exceto na região das defensas, uma aplicada em uma faixa de 3 metros de largura, correspondente à largura do veículo-tipo, e outra aplicada na área do veículo-tipo, porém com sentido contrário (Figura 0.81). Para os demais veículos, excetuando-se o PBT 200, a carga de multidão será composta de duas partes: uma aplicada em toda a largura do tabuleiro, exceto na região das defensas, e outra aplicada na área do veículo-tipo, porém com sentido contrário (Figura 0.81).



Fonte: O autor.

Um Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis, que possui um peso bruto total (PBT) de 199,800 toneladas (Figura 0.82) também foi analisado. Ressalta-se que para análise das solicitações deste veículo, não foram considerados o coeficiente de impacto nem a carga de multidão.

Figura 0.82 – Conjunto Transportador de Cargas Especiais Individuais com PBT de 199,8 toneladas (PBT 200).



Fonte: O autor.

Na Tabela 0.14 são apresentadas as solicitações características críticas devido ao carregamento móvel para cada veículo, e sua relação com as solicitações características críticas do trem-tipo de projeto. Percebe-se que todos os veículos possuem as solicitações características críticas superiores às solicitações características críticas do trem-tipo de projeto, sendo o momento fletor negativo característico o mais crítico.

Tabela 0.13 – Comparação entre as solicitações devido ao carregamento móvel no modelo de elementos finitos.

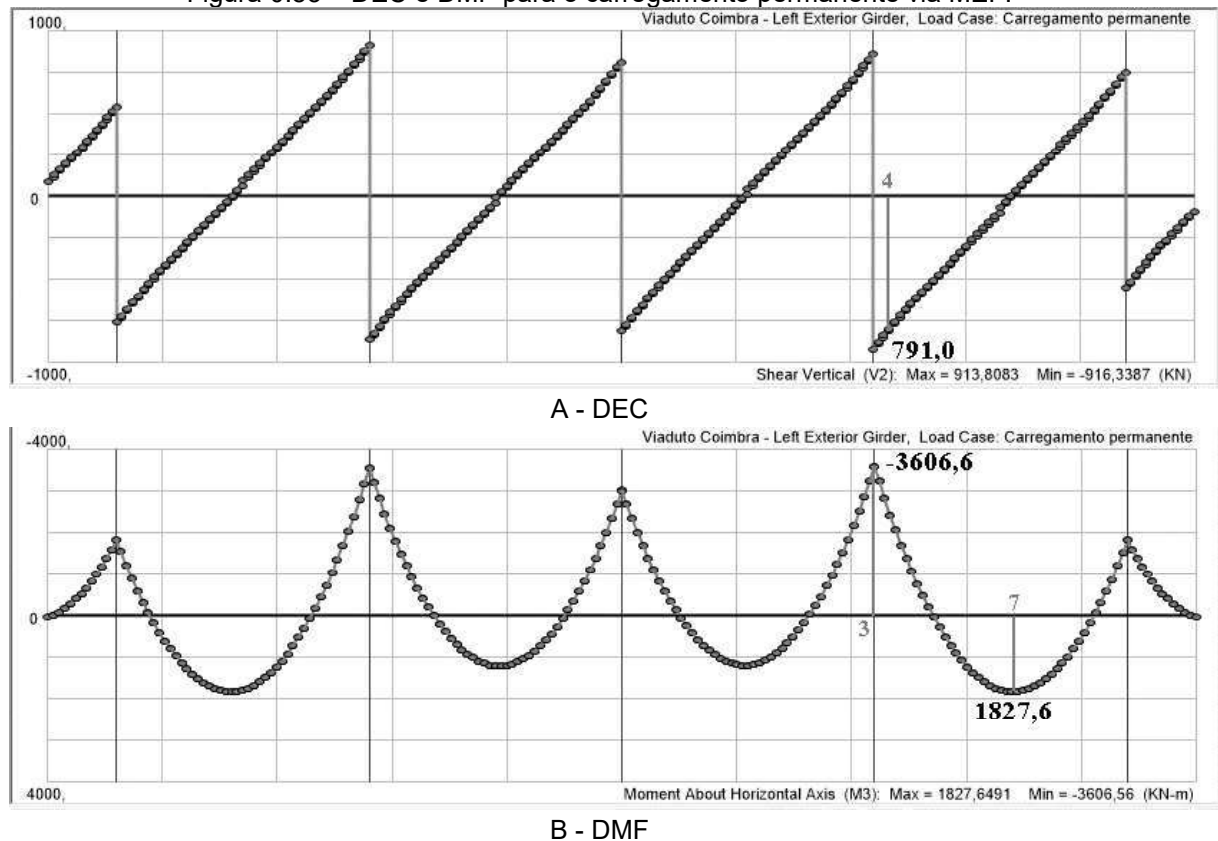
VEÍCULO	SEÇÃO 4		SEÇÃO 3		SEÇÃO 7	
	V_{qk} (kN)		M_{qk} (kN.m)		M_{qk} (kN.m)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Classe 36	-81,9	435,0	-1476,2	+444,4	-697,6	+1630,4
TB-450	-114,8	628,4	-2238,2	+636,7	-1002,0	+2369,1
RT 74/20	-83,3	623,0	-2294,3	+486,2	-792,4	+2121,4
RT 74/25	-76,6	546,1	-2145,7	+452,6	-719,3	+1832,8
BT 74/25	-87,0	553,6	-2216,0	+492,0	-785,8	+1819,0
B 49/14	-83,3	554,3	-2076,1	+486,3	-771,0	+1999,0
3I3	-74,8	533,8	-2033,4	+445,6	-706,6	+1858,7
3S3	-81,7	513,6	-1932,7	+479,8	-777,6	+1770,2
3S3 + 4º eixo	-88,0	594,6	-2169,6	+509,0	-829,6	+2077,2
PBT 200	-100,5	714,0	-2959,1	+474,2	-850,4	+2306,6

Fonte: O autor.

C.3.3 – Solicitações devido ao carregamento permanente no MEF

Na Figura 0.83 são apresentados os diagramas de esforço cortante (DEC) e de momento fletor (DMF) característicos para o carregamento permanente obtidos via modelo de elementos finitos.

Figura 0.83 – DEC e DMF para o carregamento permanente via MEF.



Fonte: O autor.

C.3.4– Modelos de análise da segurança estrutural

Uma das formas de avaliar a segurança estrutural é por meio do *Rating Factor*, calculado de acordo com a Equação 0.52. O método consiste basicamente em calcular a relação entre a resistência da seção analisada ao carregamento móvel e as solicitações devido ao veículo analisado. Portanto, quando o resultado é maior do que 1,0, a estrutura está segura para a transposição do veículo analisado.

$$RF = \frac{\phi \cdot R_d - \gamma_G \cdot G_k}{\gamma_Q \cdot Q_k \cdot \phi} \quad 0.52$$

onde,

ϕ - Fator de redução da capacidade;

R_d – Resistência de projeto;

γ_G – Coeficiente de majoração das ações permanentes devido ao peso próprio;

G_k – Valor característico da ação permanente devido ao peso próprio;

γ_Q – Coeficiente de majoração das ações variáveis;

Q_k – Valor característico da ação variável;

φ – Coeficiente de amplificação dinâmica (Coeficiente de Impacto).

A ABNT NBR 7187 (2021) permite, para obras rodoviárias existentes sem limitações estruturais identificadas, a redução dos coeficientes de majoração dos esforços (γ_G e γ_Q), desde que sejam atendidas as seguintes condições:

- Classificação igual ou superior a 4 para parâmetros estruturais e de durabilidade, obtida em inspeção especial, conforme a ABNT NBR 9452 (2019). A confirmação da classificação estrutural deve sempre ser feita mediante a uma verificação estrutural, considerando a caracterização geométrica e dos materiais na condição atual;
- Casos de inexistência de limitação de acesso a todos os elementos estruturais, exceto quando forem adotadas providências destinadas a sanar essa deficiência;
- Obras com bom desempenho estrutural, no mínimo ao longo de 30 anos após o início da operação, obrigatoriamente comprovado por meio de verificação estrutural.

Quando atendidos integralmente todos os requisitos acima, permite-se a adoção dos coeficientes de majoração dos esforços apresentados na Tabela 0.14.

Tabela 0.14 – Coeficientes de majoração das ações.

Ações permanentes agrupadas (γ_G)	Ações variáveis (γ_Q)
1,20	1,35

Fonte: O autor.

O coeficiente de impacto (φ) é calculado conforme a ABNT NBR 7188 (2013), o qual é composto por três parcelas (Equações 0.53, 0.54, 0.55, 0.56 e 0.57): o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). Para o estudo, o CIA será desconsiderado, pois trata da verificação da segurança das seções críticas para momento fletor e esforço cortante.

$$\varphi = \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA} \quad 0.53$$

$$\text{CIV} = 1,35 \quad \ell < 10 \text{ m} \quad 0.54$$

$$\begin{aligned} \text{CIV} &= 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{\ell + 50} \right) & 10 \leq \ell & & 0.55 \\ & & < 200 \text{ m} & & \\ \text{CNF} &= 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 & & & 0.56 \\ \text{CIA} &= 1,0 & & & 0.57 \end{aligned}$$

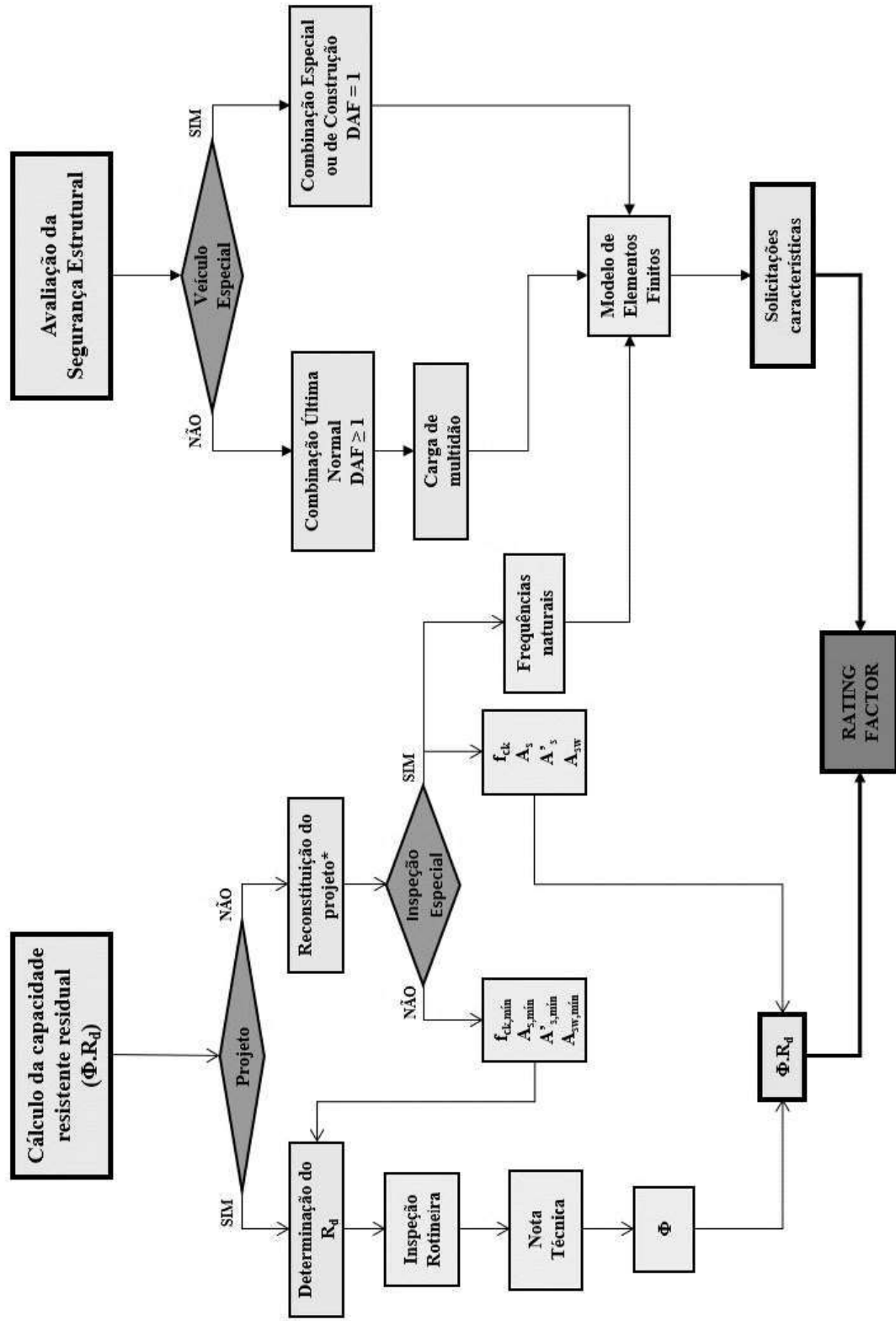
Percebe-se que para o cálculo do Rating Factor é necessário a obtenção de dois itens, a capacidade resistente residual do elemento estrutural ($\emptyset \cdot R_d$) e as solicitações características para o veículo em análise. Desse modo, desenvolveu-se uma metodologia para obtenção do *Rating Factor*, considerando dois caminhos de análise, conforme a Figura 0.84.

A obtenção da capacidade resistente residual depende da existência do projeto da estrutura e da realização de ensaios experimentais. Para o estudo, não se tem disponível o projeto da ponte, portanto a obtenção da capacidade resistente residual será feita por dois modelos, o primeiro sem a utilização de ensaios experimentais e o segundo com a utilização destes ensaios.

Para o primeiro caminho de análise, é obtido o fator de redução da capacidade (\emptyset) por meio da nota técnica atribuída a ponte. Já o segundo caminho, o fator de redução da capacidade está embutido no cálculo da capacidade resistente obtida a partir dos dados de ensaios experimentais. Ressalta-se que a resistência de projeto (R_d) sempre deve ser obtida conforme a normatização vigente.

O *Rating Factor* foi avaliado para o esforço cortante resistente de cálculo e para os momentos fletores resistentes de cálculo positivos e negativos. O resultado final é o menor valor entre os três analisados.

Figura 0.84 – Fluxograma de análise da segurança estrutural de pontes rodoviárias.



Fonte: O autor.

C.3.4.1 – Resistência de projeto (R_d), conforme o $f_{ck,previsto}$

O esforço resistente de projeto é calculado a partir das armaduras mínimas e da resistência característica à compressão do concreto prevista obtidas com a reconstituição do projeto, adequando-se às recomendações da normatização atual brasileira.

Para o momento fletor positivo na seção 7, a largura colaborante conforme a ABNT NBR 6118 (2014) está apresentada na Figura 0.85.

Figura 0.85 – Largura colaborante conforme a normatização atual.

Largura colaborante			
$c_1 =$	0,10	m	$b_{fl} =$ 1,62 m
$c_3 =$	0,17	m	$b_{fs} =$ 1,69 m
$b_1 =$	1,32	m	
$b_2 =$	5,00	m	
$b_3 =$	1,32	m	$b_f =$ 3,31 m

Fonte: O autor.

Na Equação 0.58 é mostrado o momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$) na seção 7.

$$M_{Rd,teórico} = 6709,4 \text{ kN.m} \quad 0.58$$

Analogamente ao momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$) na seção 3, a Equação 0.59 mostra o momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,teórico}$).

$$M'_{Rd,teórico} = -7844,7 \text{ kN.m} \quad 0.59$$

Adota-se o Modelo II de dimensionamento e verificação das armaduras transversais recomendado pela ABNT NBR 6118 (2014), com estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$) e com inclinação das bielas (θ) de 36° . Na Equação 0.60 é apresentado o esforço cortante resistente teórico ($V_{Rd2,teórico}$) na seção 4.

$$V_{Rd,teórico} = 2402,0 \text{ kN} \quad 0.60$$

C.3.4.2 – Resistência de projeto (R_d), conforme o $f_{ck,ext,seg}$

Para o cálculo da resistência, a ABNT NBR 6118 (2014) permite que o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), tomado igual a 1,4, seja dividido por 1,1 no caso de testemunhos extraídos da estrutura.

Analogamente ao item anterior, tem-se que o momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,real}$) na seção 7 é dado pela Equação 0.61.

$$M_{Rd,real} = 6906,2 \text{ kN.m} \quad 0.61$$

O momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,real}$) na seção 3 é dado pela Equação 0.62.

$$M'_{Rd,real} = -9792,4 \text{ kN.m} \quad 0.62$$

Analogamente ao item anterior, tem-se que o esforço cortante resistente real, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,real}$) na seção 4 é dado pela Equação 0.63.

$$V_{Rd,real} = 3157,9 \text{ kN} \quad 0.63$$

C.3.4.3 – Modelo I

Para o Método esloveno, o fator de redução da capacidade (\emptyset) é dado pela Equação 0.64.

$$\emptyset = B_R \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta_c \cdot V} \quad 0.64$$

onde,

B_R – Relação entre as resistências médias verdadeira e de projeto da seção crítica, tomado como 1;

α_R – Fator de deterioração da ponte, representando a condição da ponte conforme a Tabela 0.15;

β_c – Valor alvo do índice de segurança, tomado como 3,5 para a vida útil normal e 2,5 para vida útil limitada (até 6 anos ou até a próxima inspeção principal);

V - Coeficiente de variação da resistência do membro, tomado como 10% quando calculado através de experimentos, 15% quando baseado em informações de projeto e 20% se uma informação menos confiável for utilizada.

Tabela 0.15 – Fator de deterioração segundo o método esloveno.

Classe	Condição inspecionada	Intervenções necessárias	Fator de condição (R_c)	α_R
1	Muito boa	Sem serviço de manutenção/reparo necessário	< 5	0,3
2	Boa	Serviço de manutenção regular necessário	3 a 10	0,4
3	Satisfatória	Serviço de manutenção/reparo intensificado dentro de 6 anos	7 a 15	0,5
4	Tolerável	Serviço de reparo substancial necessário dentro de 3 anos	12 a 25	0,6
5	Inadequada	Reparo e postagem imediata necessários	22 a 35	0,7
6	Crítica	Fechamento imediato e reparo/reforço necessários	> 30	0,8

Fonte: O autor.

Para a ponte em estudo, obteve-se um fator de condição (R_c) de aproximadamente 10, portanto a ponte se enquadra nas classes 2 e 3 da Tabela 0.15. Adotou-se a Classe 2 (Boa), onde tem-se um fator de deterioração (α_R) de 0,4. O valor alvo do índice de segurança (β_c) foi tomado como 3,5, pois trata-se de vida útil normal. Baseado em experimentos, o valor do coeficiente de variação de resistência (V) é tomado como 10%. Portanto, o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método esloveno é dado pela Equação 0.65.

$$\phi = 0,87 \quad 0.65$$

O fator de redução da capacidade (ϕ) para o Método Lituano pode ser calculado conforme a Equação 0.66.

$$\phi = \frac{1}{e^{\alpha_R}} \quad 0.66$$

sendo,

α_R – Fator de deterioração dos elementos da ponte, conforme a condição das estruturas resistentes da ponte (Tabela 0.17).

Tabela 0.16 – Fator de deterioração para o método lituano (α_R).

Classificação da ponte (Pontos)	α_R
5	0,05
4	0,10
3	0,20
2	0,25
1	0,35

Fonte: O autor.

A ponte pode ser classificada em 4 pontos, portanto o fator de deterioração (α_R) é tomado como 0,10. Portanto o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método Lituano é dado pela Equação 0.67.

$$\phi = 0,90 \quad 0.67$$

O fator de redução da capacidade (ϕ) para o Método Americano pode ser calculado conforme a Equação 0.68.

$$\phi = \Phi_c \cdot \Phi_s \cdot \Phi \quad 0.68$$

sendo,

Φ_c – Fator de condição, conforme a Tabela 0.18;

Φ_s – Fator do sistema, conforme a Tabela 0.19;

Φ – Fator de resistência, tomado como 1 quando nenhuma análise for realizada.

Tabela 0.17 – Fator de condição (Φ_c).

Condição estrutural do componente	Φ_c
Bom ou satisfatório	1,00
Regular	0,95
Ruim	0,85

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

Tabela 0.18 - Fator do sistema (Φ_s).

Item	Tipo de superestrutura	Φ_s
1	Membros soldados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,85
2	Membros rebitados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,90
3	Membros de múltiplas barras em pontes treliçadas	0,90
4	Pontes de três vigas com espaçamento entre vigas de 6 ft (1,83 m)	0,85
5	Pontes de quatro vigas com espaçamento entre vigas \leq 4 ft (1,22 m)	0,95
6	Demais pontes em viga e pontes em laje	1,00
7	Vigas de piso com espaçamento $>$ 12 ft (3,66 m) e longarinas não-contínuas	0,85
8	Subsistemas de longarinas redundantes entre vigas de piso	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

A AASHTO (2018) recomenda que seja obedecida a Equação 0.69.

$$\Phi_c \cdot \Phi_s \geq 0,85 \quad 0.69$$

O tipo da superestrutura do viaduto se enquadra no item 6 da Tabela 0.19 ($\phi_s = 1,00$), podendo-se adotar uma condição estrutural regular ($\phi_c = 0,95$), portanto o fator de redução da capacidade (ϕ) para o Método Americano é dado pela Equação 0.70.

$$\phi = 0,95 \quad 0.70$$

Para a classe de projeto, a Classe 36, as Equações 0.71, 0.72 e 0.73 representam o RF para o momento fletor positivo, momento fletor negativo, e esforço cortante, respectivamente, para o método esloveno conforme o Modelo I. Nota-se que a situação mais crítica é para o momento fletor negativo.

$$\text{Momento fletor positivo: } RF = \frac{0,87 \cdot 6709,4 - 1,20 \cdot 1827,6}{1,35 \cdot (1,29 \cdot 1630,4)} = 1,28 \quad 0.71$$

$$\text{Momento fletor negativo: } RF = \frac{0,87 \cdot 7844,7 - 1,20 \cdot 3606,6}{1,35 \cdot (1,29 \cdot 1476,2)} = 0,97 \quad 0.72$$

$$\text{Força cortante: } RF = \frac{0,87 \cdot 2402,0 - 1,20 \cdot 791,0}{1,35 \cdot (1,29 \cdot 435,0)} = 1,50 \quad 0.73$$

Os RFs de todos os veículos estão apresentados na Tabela 0.20, conforme os três métodos.

Tabela 0.19 – Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo I.

Veículo	Método Esloveno	Método Lituano	Método Americano
Classe 36	0,97	1,07	1,21
TB-450	0,64	0,71	0,80
RT 74/20	0,62	0,69	0,78
RT 74/25	0,66	0,74	0,83
BT 74/25	0,64	0,72	0,81
B 48,5/14	0,69	0,76	0,86
3I3	0,70	0,78	0,88
3S3	0,74	0,82	0,93
3S3 + 4º eixo	0,66	0,73	0,82
PBT 200	0,62	0,69	0,78

Fonte: O autor.

Percebe-se que os métodos para o cálculo do fator de redução da capacidade (\emptyset) são conservadores, especialmente os métodos esloveno e lituano, mostrando que nem os veículos da classe de projeto da ponte podem transpor com segurança o viaduto. Segundo o método esloveno, para uma ponte da classe 1 (muito boa) com vida útil normal e com aspectos relacionados à variação da resistência do membro calculados a partir de experimentos, o valor do \emptyset é de 0,90. Para o método lituano, para uma ponte da classe 5, o valor de \emptyset é de 0,95. Através desses cálculos, percebe-se que mesmo para pontes em excelentes condições existe uma redução considerável da resistência para o cálculo do *Rating Factor*.

C.3.4.4 – Modelo II

O modelo II avalia a segurança com base nos dados da resistência dos testemunhos extraídos da estrutura e na armadura mínima adotada na época de projeto, sendo mais realista.

Os valores do RF estão indicados na Tabela 0.21, mostrando que a ponte apresenta segurança para a passagem de todos os veículos analisados no estudo, pois observou-se um ganho de resistência do f_{ck} obtido a partir dos corpos de prova em relação aos valores mínimos previstos na reconstituição do projeto. Ressalta-se que com o acesso aos dados de projeto do viaduto seria possível avaliar com uma maior precisão a segurança de todas as seções da ponte, pois, na reconstituição do projeto, as armaduras e foram adotadas com os valores mínimos segundo a normatização da época de projeto, que geralmente são menores do que os realmente detalhados adotados no projeto.

Tabela 0.20 - Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo II.

Veículo	RF
Classe 36	1,65
TB-450	1,14
RT 74/20	1,27
RT 74/25	1,46
BT 74/25	1,41
B 48,5/14	1,35
3I3	1,45
3S3	1,52
3S3 + 4º eixo	1,30
PBT 200	1,37

Fonte: O autor.

C.4 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **The Manual for Bridge Evaluation**, 2018. Disponível em: <www.transportation.org>.

ABNT. **EB 3 - Barras de Aço Destinadas a Armaduras de Peças de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1967.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro. 1980. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro. 2021. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro. 2013. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7584 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2012. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7680-1 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão**. Rio de Janeiro. 2015. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em Concreto Armado: Análise e Dimensionamento**. 1. ed. São Paulo: BLUCHER, 2019.

COST 345, Procedures Required for the Assessment of Highway Structures, 2007.
<http://www.cordis.lu/cost-transport/home.html>.

DNIT. **IPR 709 - Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro. 2004.

EL DEBS, M. K. et al. **Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as obras de arte da rede viária do DER-SP**. São Carlos: EESC-USP, 2001. (Relatório Técnico).

FHWA. **Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges**. Washington, D. C. 1995. Disponível em: <https://highways.dot.gov/>.

NOMA. Disponível em: <https://www.nomadobrasil.com.br/>. Acesso em: 12 out. 2022.

WHITEHURST, E. A. W. **The Soniscope - a Device for Field Testing of Concrete**, 1951.

APÊNDICE D – PONTE SOBRE O RIO PIRAPETINGA

D.1 – INSPEÇÕES E VISTORIAS

D.1.1 – Descrição da ponte

A Ponte sobre o Rio Pirapetinga (Figura 0.1), localizada no km 209 da BR 482 no município de Piranga/MG, tem 49 metros de comprimento distribuídos em três vãos e 9 metros de largura. Quanto ao sistema estrutural, é classificado como ponte em viga, possuindo todos os elementos de concreto armado moldados in loco. Conforme o SGO (DNIT, 2022), é uma ponte da Classe 36 (NB 6, 1960) e matrícula 060510, porém, de acordo com informações locais, a ponte foi construída em 2013 (ABNT NBR 7187, 2003). Para o estudo da ponte, será adotado que a ponte seja da Classe 45, conforme o ano de construção.

Figura 0.1 – Ponte sobre o ribeirão Pirapetinga.



Fonte: O autor.

D.1.2 – Condição geral da ponte

Trata-se de uma estrutura nova, em boas condições de conservação (Figura 0.2). No entanto, foram observados, vários problemas associados a má execução das formas e o adensamento do concreto de forma inadequada, como indicado na Figura 0.3.

Figura 0.2 – Condição geral da ponte sobre o rio Pirapetinga.



Fonte: O autor.

Figura 0.3 – Problemas provenientes da má execução da obra.



A - "Barriga" no balanço da laje causado por deslocamento da forma



B - Bicheiras de concretagem na longarina

Fonte: O autor.

Na estrutura foram empregados aparelhos de apoio de Neoprene (Figura 0.4), que absorvem os esforços horizontais e as rotações e transmitem os esforços verticais para os pilares.

Figura 0.4 – Aparelho de apoio de Neoprene.

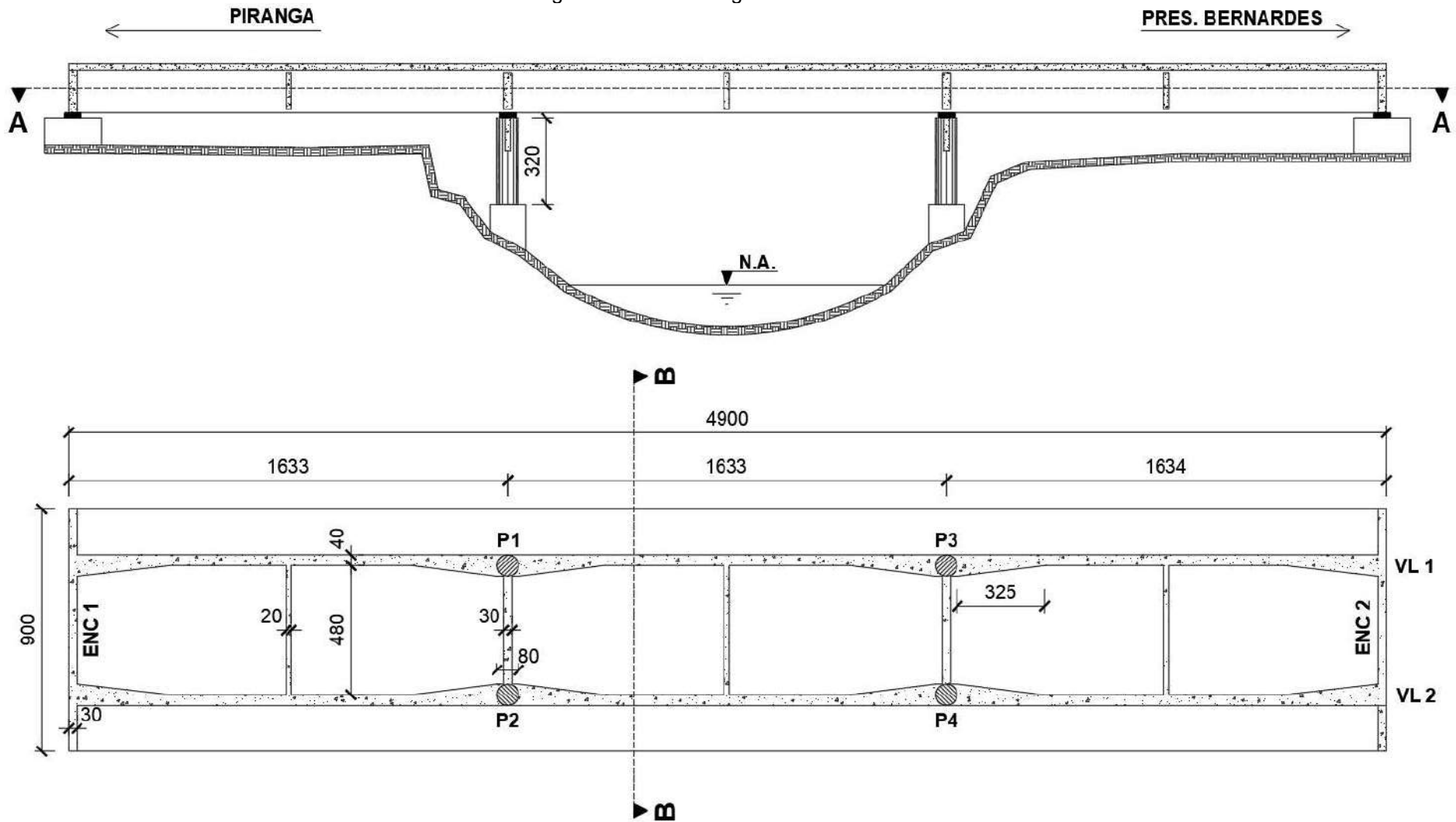


Fonte: O autor.

D.1.3 – As built

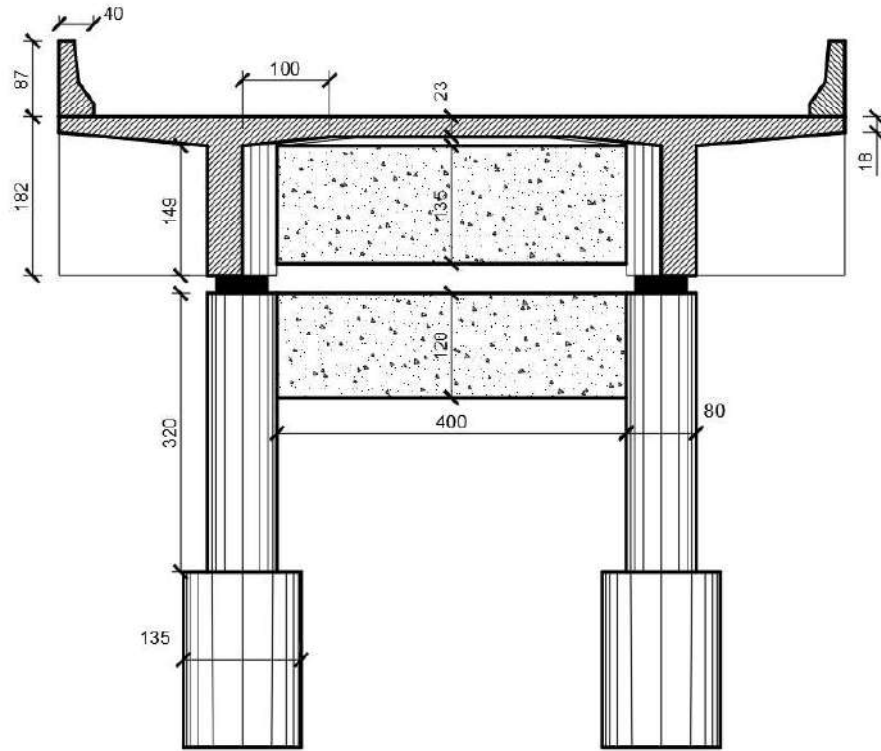
Devido à insuficiência de detalhes construtivos para a reconstituição do projeto da ponte, um As Built foi realizado para a determinação das dimensões da ponte utilizando trena de fita e trena laser. É representada na Figura 0.5 a seção longitudinal e o corte A-A do viaduto, e na Figura 0.6, o corte B-B com a seção transversal do tabuleiro.

Figura 0.5 – Perfil longitudinal e corte A-A.



Fonte: O autor.

Figura 0.6 – Corte B-B.



Fonte: O autor.

D.1.4 – Inspeção visual

D.1.4.1 – Materiais e métodos

Inspeções visuais no viaduto foram realizadas para identificação de danos e patologias seguindo as recomendações da ABNT NBR 9452 (2019) e do Manual de Inspeções do DNIT (2004). De acordo com ambas as Normas, a inspeção se enquadra como uma Inspeção Especial, uma vez que foi motivada pela necessidade de identificação, acompanhamento da evolução das patologias e realização de ensaios experimentais para avaliação da condição estrutural.

As inspeções e ensaios ocorreram nas datas descritas na Tabela 0.1.

Tabela 0.1 – Inspeções realizadas

Data	Condições climáticas			Inspeção visual	Ensaio				
	Situação	T (° C)	U (%)		Esclerômetro	Pacômetro	Ultrassom	Extração de testemunhos	Carbonatação
24/02/22	Parcialmente nublado	18-31	49-97	✓	✓	✓	✓		
08/04/22	Parcialmente nublado	19-29	56-97	✓			✓	✓	✓

Fonte: O autor

Mostra-se na Figura 0.7 os equipamentos utilizados na inspeção.

Figura 0.7 – Equipamentos utilizados.



A - Pundit 200 + Transdutores 54 kHz

B - Transdutores 40 kHz (onda S)

C - Silver Schmidt OS8200

D - Profometer 600



E - Perfuratriz extratora



F - Trenas



G - Drone Mavic Air 2



H - Escada dobrável



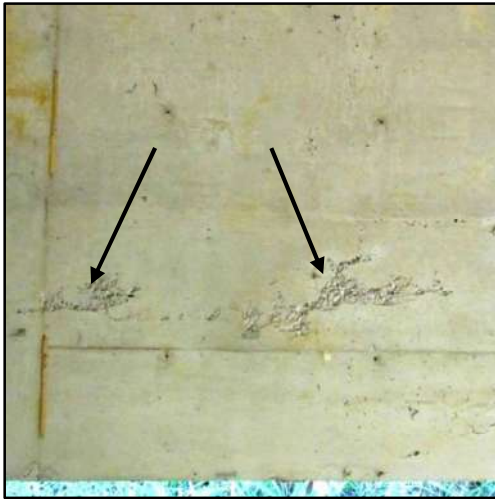
H - Escada dobrável

Fonte: O autor.

D.1.4.2 – Patologias observadas

Nas longarinas, assim como em grande parte da estrutura, foram observadas bicheiras de concretagem pela má execução do adensamento do concreto (Figura 0.8). Em alguns pontos, a armadura está exposta (Figura 0.9), porém ainda em fase inicial do processo de corrosão.

Figura 0.8 – Bicheira de concretagem nas longarinas.



A - Bicheira no lado interno da longarina



B - Bicheira no lado externo da longarina expondo o interior da estrutura à água que escorre devido à ausência de pingadeiras nos drenos (foto obtida apenas com auxílio do drone)

Fonte: O autor.

Figura 0.9 – Armaduras expostas devido às bicheiras de concretagem.



A - Armadura longitudinal positiva (25,0 mm de diâmetro) e estribos (10 mm de diâmetro) expostos (vista inferior da longarina)

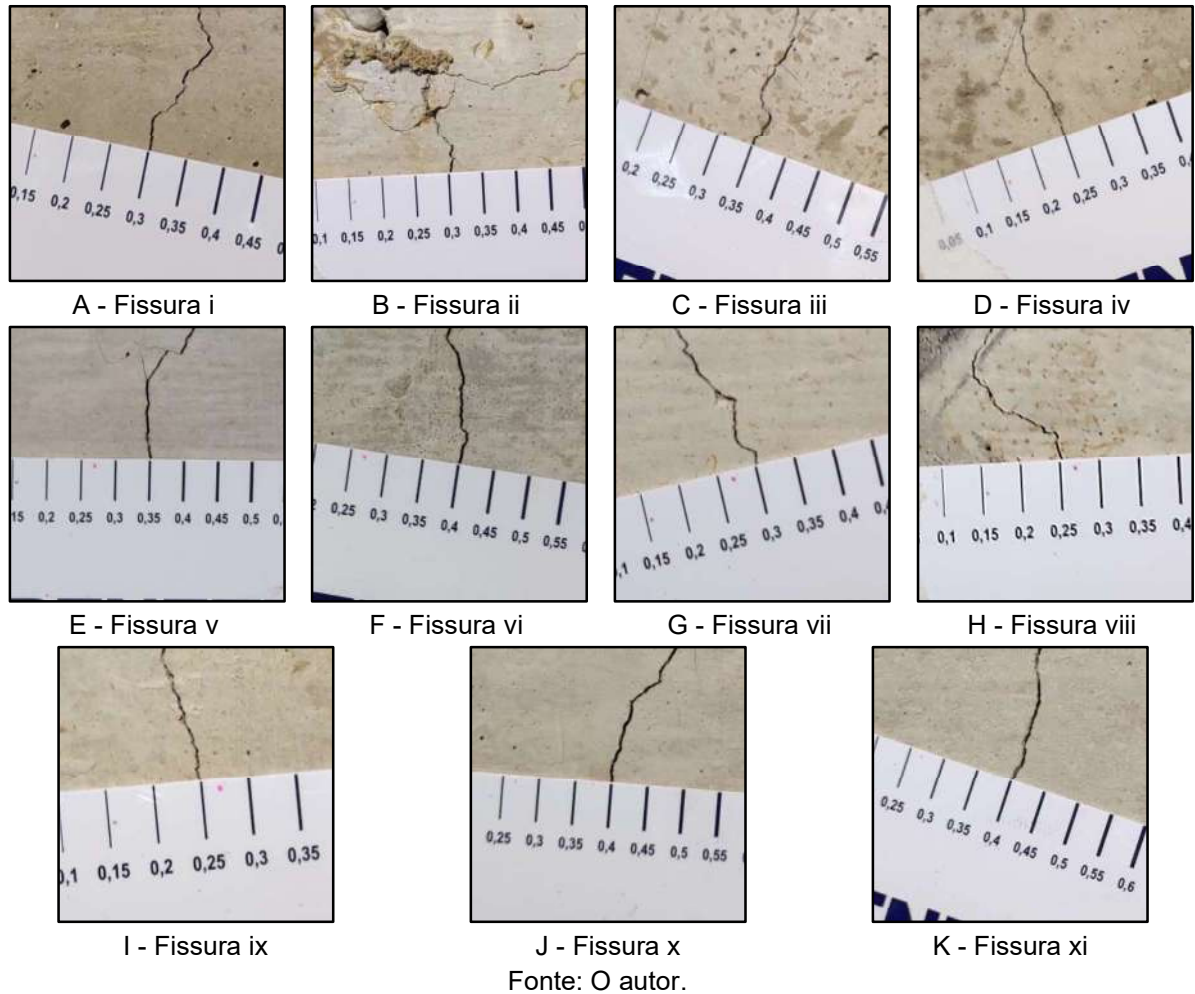


B - Estribos expostos

Fonte: O autor.

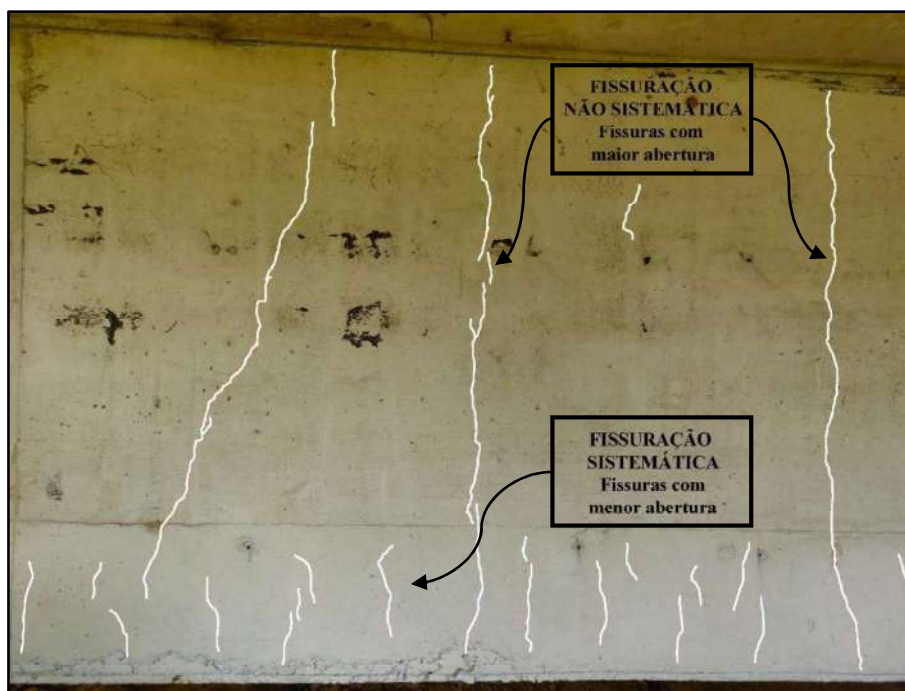
As longarinas também apresentam fissuras, algumas com abertura maior que os limites da ABNT NBR 6118 (2014), que seria de 0,3 mm para CAA II, conforme a Figura 0.10. No total, foram medidas as aberturas de 11 fissuras.

Figura 0.10 – Fissuras nas longarinas.



Observou-se um padrão de fissuração (Figura 0.11), no qual as fissuras maiores e com maior abertura ficam na altura intermediária da longarina (região da armadura de pele), indicando uma fissuração não sistemática. Já na região da borda tracionada (região com maior taxa de armadura de flexão), observou-se um padrão de fissuração sistemática, com mais fissuras, de menor abertura e com menor espaçamento entre as fissuras.

Figura 0.11 – Fissuras mais próximas na parte inferior da longarina, onde a taxa de armadura é maior.



Fonte: O autor.

Nos pilares também foram observados bicheiras de concretagem, conforme mostra-se na Figura 0.12.

Figura 0.12 – Bicheira de concretagem nos pilares.



A - Bicheira de concretagem na base do pilar



B - Bicheira de concretagem no pilar

Fonte: O autor.

O sistema de drenagem da ponte encontra-se obstruído, de modo que o acúmulo de detritos permitiu o crescimento de vegetação no local, além disso, a

tubulação do dreno possui comprimento insuficiente, sem existência de pingadeira, o que causa patologias por onde a água escorre na estrutura (Figura 0.13).

Figura 0.13 – Problemas no sistema de drenagem.



A - Obstrução do sistema de drenagem



B - Deficiência da tubulação do dreno

Fonte: O autor.

D.1.4.3 – Classificação da estrutura

Através do levantamento e quantificação de todas as patologias e danos na estrutura, classificou-se o viaduto segundo quatro métodos de inspeção, conforme a Tabela 0.2. Os métodos de inspeção analisados são dois brasileiros (DNIT, 2004; ABNT NBR 9452, 2019), um americano (AASHTO, 2011; FHWA, 1995) e um esloveno (COST 345, 2007). É apresentado na tabela um resumo com quantitativo das patologias e as notas obtidas de acordo com cada norma utilizada.

Segundo dados do SGO, uma inspeção rotineira foi realizada pelo DNIT em 2015, atribuindo uma Nota Técnica 4 (boa), a mesma nota encontrada para a inspeção atual

Tabela 0.2 – Classificação da ponte conforme as patologias e danos na estrutura.

Elemento	Manifestação patológica	Nota técnica										
		LIT	ABNT			O	COST 345				VD	
			E	F	D		B	K1	K2	K3		K4
Longarinas	Fissuras	4	4	5	4	2	1	1,0	0,4	0,5	3	0,60
	Nichos de concretagem	4	-	-	-	2	-	-	-	-	-	0,00
Lajes	Lixiviação	4	4	4	4	2	2	0,7	0,4	0,5	3	0,84
	Nichos de concretagem	4	4	5	4	2	2	1,0	0,8	0,5	3	2,40
Juntas	Inexistente	1	-	4	3	2	0	-	-	-	-	0,00
Pavimento asfáltico	Fissuras	4	-	4	4	2	1	0,7	0,4	0,5	3	0,42
	Drenagem	3	-	4	3	2	0	-	-	-	-	0,00
Carbonatação	Matéria orgânica	4	4	-	4	2	1	1,0	0,4	1,0	1	0,40
	Fissuras	4	-	4	4	2	2	0,3	0,8	1,0	3	1,44
Encontros	Fissuras	4	-	4	4	2	2	0,3	0,8	1,0	3	1,44
NOTA FINAL		4	4	4	5	5	2	2	2	2	3	1,44

Fonte: O autor.

D.1.5 – Ensaio para investigação da estrutura

Ensaios de esclerometria, pacometria, ultrassonografia e extração de testemunhos foram realizados nos pontos representados na Figura 0.14 sendo todos eles localizados nas longarinas e transversinas.

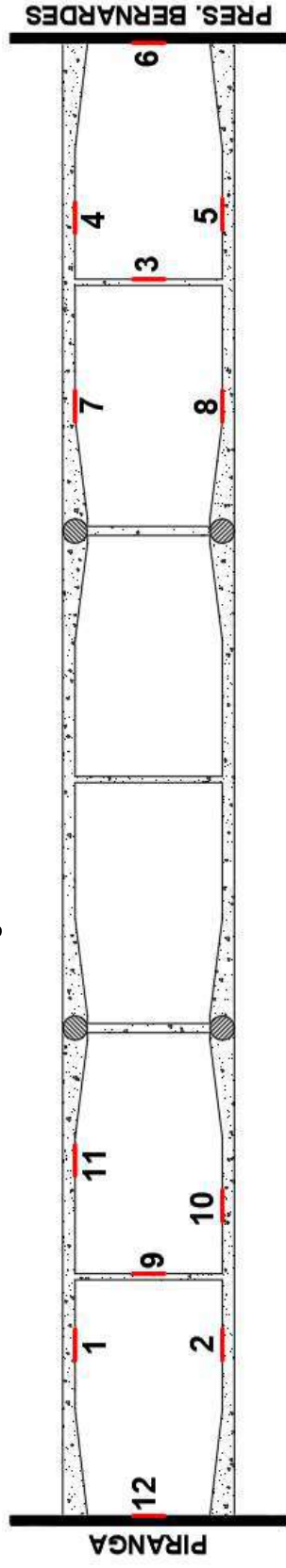


Figura 0.14 – Pontos de ensaio.

Fonte: O autor.

D.1.5.1 – Esclerometria

A dureza superficial do concreto foi avaliada por meio do ensaio esclerométrico, conforme a ABNT NBR 7584 (2012). O ensaio foi realizado próximos aos pontos de extração dos testemunhos para correlacionar com os dados obtidos dos testemunhos e do ensaio de ultrassom.

Toda a poeira e pó superficial das áreas de ensaio foram removidas através de polimento energético com disco de corborundum onde foram desenhados reticulados de aproximadamente 20 cm x 20 cm para a realização de 16 impactos.

Os índices esclerométricos médios de cada área de ensaio foram calculados conforme a ABNT NBR 7584 (2012), apresentados na Tabela 0.3. Observou-se um IE de valor elevado, porém indicando grande uniformidade entre os pontos analisados na estrutura.

Tabela 0.3 – Índices esclerométricos médios.

Índices esclerométricos individuais	Área de ensaio			
	1	2	4	5
1	47	46	49	45
2	45	46	47	41
3	45	44	46	49
4	44	44	48	49
5	48	47	49	50
6	49	44	50	48
7	44	43	45	46
8	44	45	52	43
9	45	47	48	50
10	45	44	51	50
11	46	41	47	48
12	45	44	47	50
13	45	43	48	47
14	47	44	47	46
15	46	43	50	43
16	45	47	49	49
Determinações úteis	16	16	16	15
IE médio	45,6	44,5	48,3	47,5

Fonte: O autor.

D.1.5.2 – Ultrassonografia

A verificação da qualidade e da uniformidade do concreto foi feita com o ensaio de ultrassonografia por meio da medição da velocidade de pulso ultrassônico ou

velocidade de onda longitudinal (compressão). Esse ensaio é normatizado pela ABNT NBR 8802 (2019).

Segundo Whitehurt (1951), a qualidade do concreto pode ser correlacionada com a velocidade de propagação das ondas (Tabela 0.4).

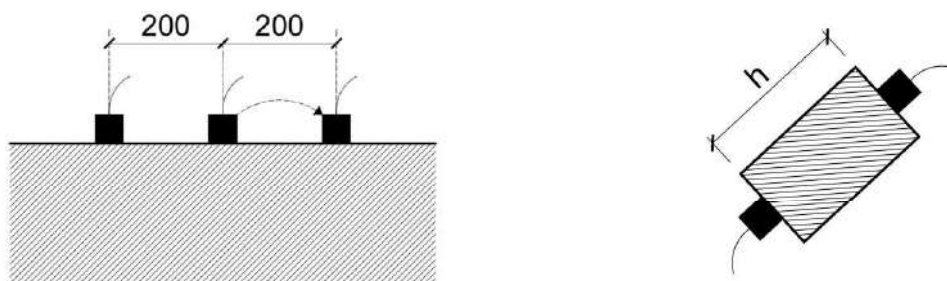
Tabela 0.4 – Qualidade do concreto conforme a velocidade de propagação ultrassônica.

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
Acima de 4500	Excelente
3500 - 4500	Ótimo
3000 - 3500	Bom
2000 - 3000	Regular
Abaixo de 2000	Ruim

Fonte: Adaptado de Whitehurt (1951).

A velocidade de onda longitudinal foi avaliada com os testemunhos retificados, antes da realização do ensaio de compressão por meio de transmissão direta, e na estrutura, a leitura foi feita de forma indireta (Figura 0.15). Na estrutura, as leituras foram realizadas mantendo-se padronizado, em 200 mm, o espaçamento entre os transdutores.

Figura 0.15 – Ensaio de ultrassonografia por meio de transmissão direta (cotas em mm).



A - Transmissão indireta – Leitura na estrutura B - Transmissão direta – Leitura no testemunho

Fonte: O autor.

Os resultados obtidos, na estrutura e nos testemunhos, para ondas P estão apresentados na Tabela 0.5. Observa-se que o concreto possui boa ou ótima qualidade, apresentando boa uniformidade entre os pontos analisados na estrutura.

Tabela 0.5 – Velocidade da onda ultrassônica dos testemunhos x Qualidade do concreto.

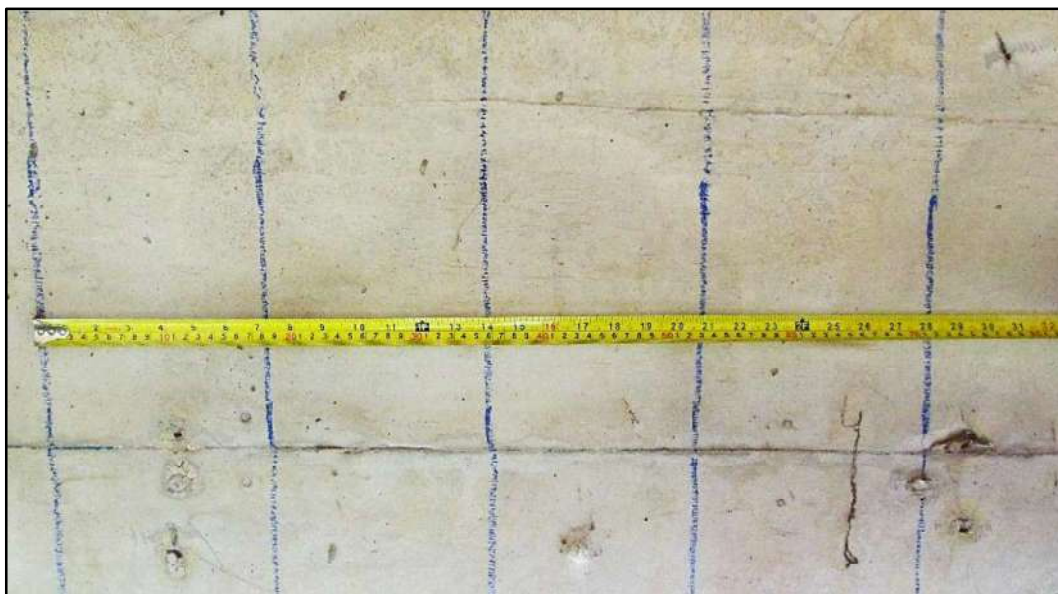
Ponto	Velocidade da onda ultrassônica (m/s)		Qualidade do concreto
	Estrutura	Testemunho	
1.1	3335	4292	Bom
1.2		Bom	
2	3465	4253	Bom
4	3222	4211	Bom
5.1	3258	4363	Bom
5.2		Bom	

Fonte: O autor.

D.1.5.3 – Pacometria

O ensaio de pacometria foi realizado para a verificação do espaçamento entre os estribos e da posição das barras nas regiões onde foram extraídos os testemunhos. Na Figura 0.16 é mostrado o posicionamento dos estribos no ponto 1, sendo perceptível que o espaçamento entre eles é de aproximadamente 18 centímetros.

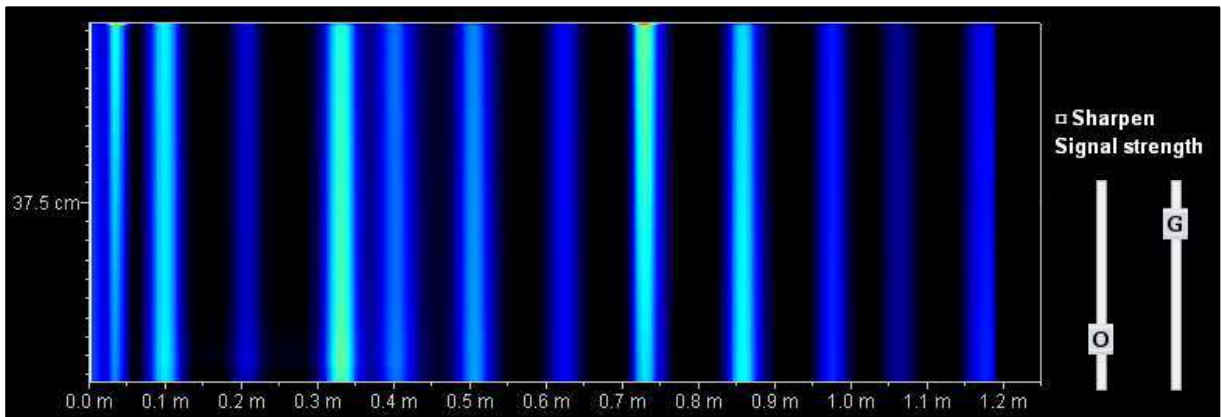
Figura 0.16 – Espaçamentos dos estribos no ponto 1.



Fonte: O autor.

O resultado obtido com pacômetro está apresentado na Figura 0.17.

Figura 0.17 – Resultado do pacômetro no ponto 1.



Fonte: O autor.

Próximo ao ponto 2, pode-se observar o posicionamento de alguns estribos devido à presença de bicheiras de concretagem na região (Figura 0.18), os quais estão espaçados em aproximadamente 16 centímetros.

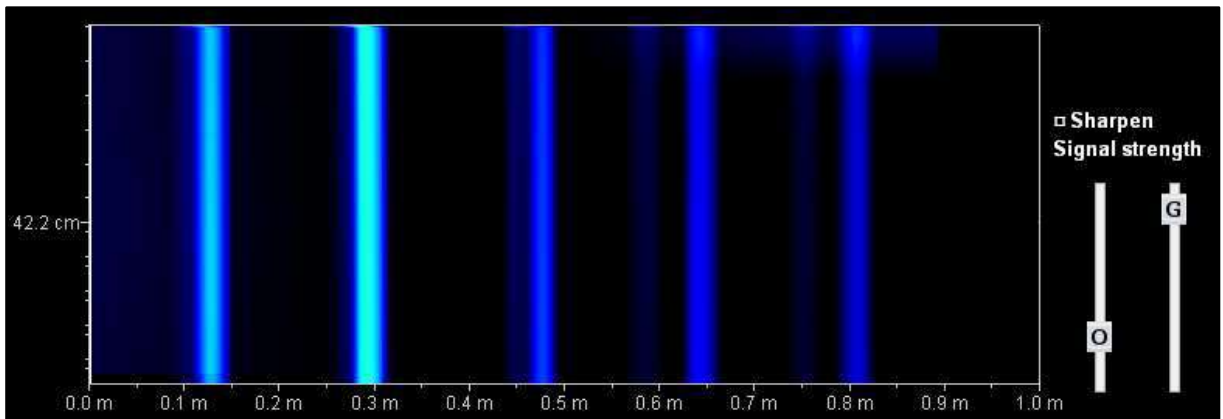
Figura 0.18 – Estribos expostos, próximos ao ponto 2.



Fonte: O autor.

Na região dos encontros, verificou-se que o espaçamento dos estribos na região do engrossamento está, aproximadamente, entre 16 e 18 centímetros, do lado externo da longarina (Figura 0.19)

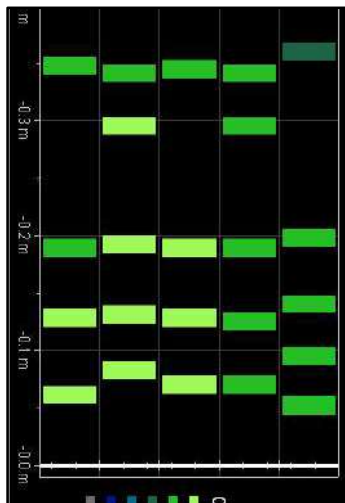
Figura 0.19 – Posição dos estribos no engrossamento.



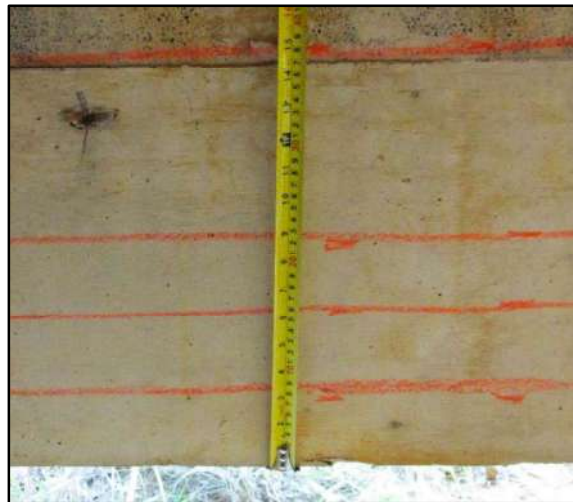
Fonte: O autor.

No meio do vão, próximo ao encontro, foi estimado o número de camadas da armadura longitudinal positiva (Figura 0.20) e da quantidade de barras na primeira camada (Figura 0.21). Provavelmente, a longarina apresenta de três a cinco camadas de armadura longitudinal positiva nessa região, com cinco barras na primeira camada.

Figura 0.20 – Camadas da armadura longitudinal positiva.



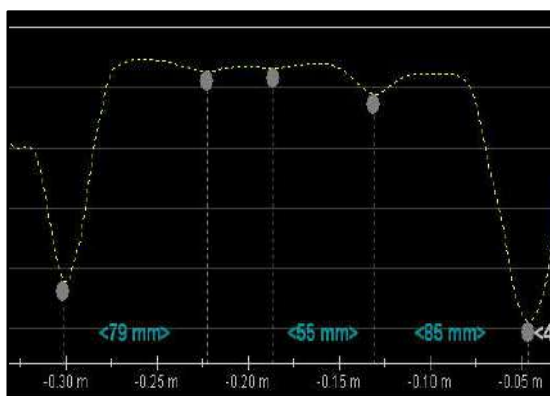
A - Resultado do pacômetro



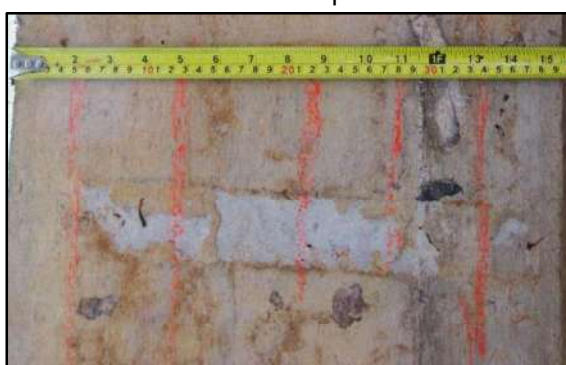
B - Camadas desenhadas na estrutura (vista lateral da longarina)

Fonte: O autor.

Figura 0.21 – Barras na primeira camada da armadura longitudinal positiva.



A - Resultado do pacômetro



B - Número de barras na primeira camada (vista inferior da longarina)

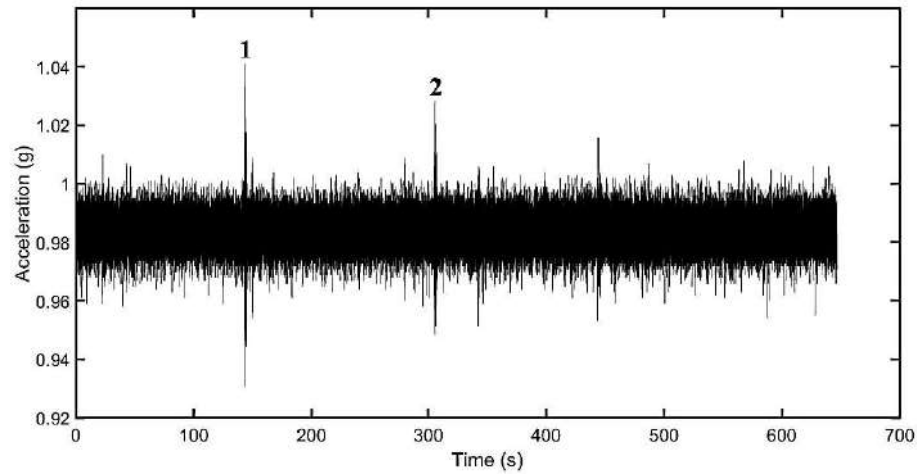
Fonte: O autor.

D.1.5.4 – Acelerometria

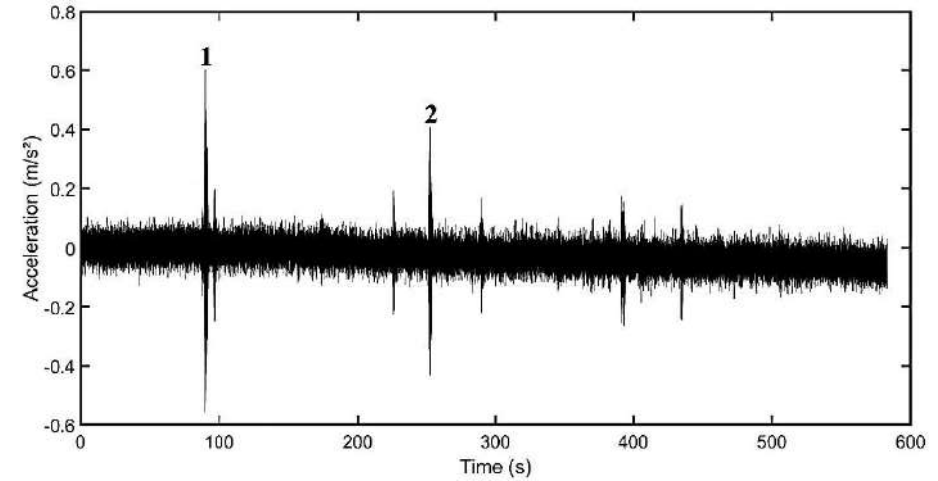
Realizou-se o ensaio de acelerometria em dois pontos afim de calibrar do modelo de elementos finitos. Utilizou-se dois acelerômetros: um acelerômetro da marca Sensr GP1L (Figura 0.22) capaz de medir acelerações nos três eixos ortogonais e em um intervalo de frequência de 0 a 200 Hz; um acelerômetro nos três eixos presente no Smartphone Motorola XT190 com o auxílio do aplicativo MyFrequency e um range de leitura de frequência de 0 a 200 Hz. O celular foi fixado com fita crepe e o acelerômetro por meio de sua base magnética em arruelas metálicas coladas na estrutura, ambos nas defensas, no meio e no quarto do vão.

As frequências foram obtidas em um intervalo de tempo superior a um minuto, com a passagem de veículos em alta velocidade (tráfego normal da via, com velocidade em torno de 60 km/h). A leituras feitas no meio e no quarto do vão, para ambos os equipamentos estão apresentadas na Figura 0.22 e na Figura 0.23, respectivamente, sendo as frequências obtidas a partir da transformada rápida de Fourier (FFT). Percebe-se que a leituras feitas com o celular possuem menos ruído.

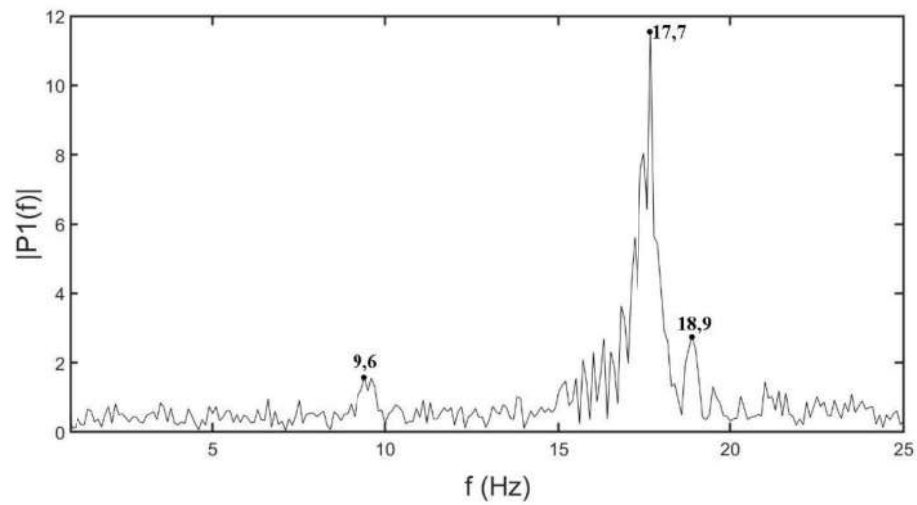
Figura 0.22 – Leituras no meio do voo.



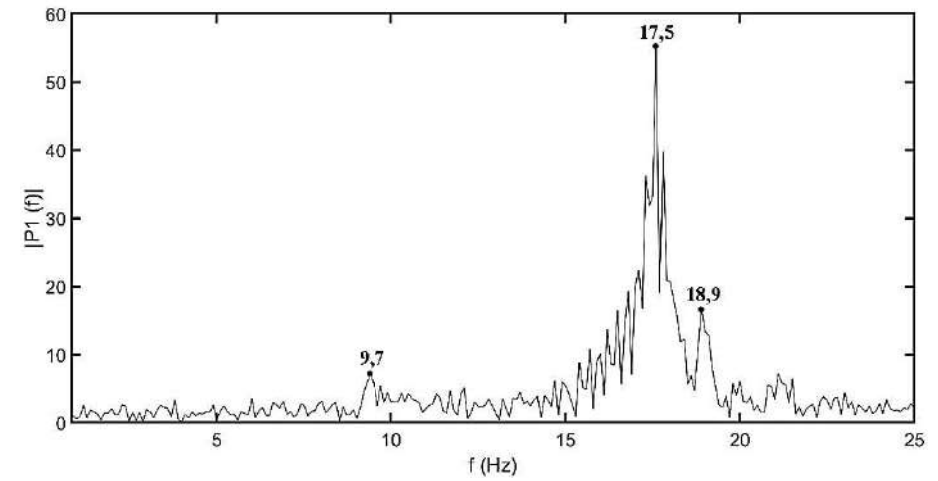
A - Acelerações obtidas com o acelerômetro, no meio do voo



B - Acelerações obtidas com o Smartphone, no meio do voo



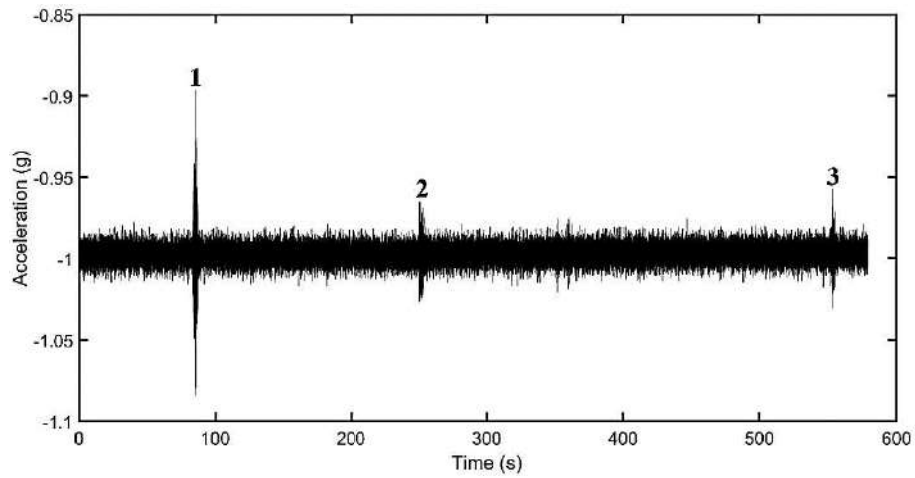
C - Pico 1 - Frequências para o acelerômetro, no meio do voo



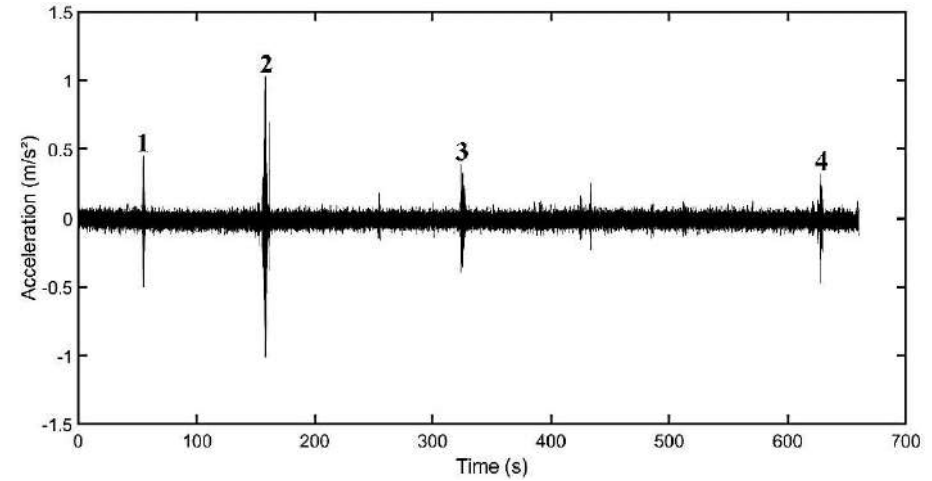
D - Pico 1 - Frequências para o Smartphone, no meio do voo

Fonte: O autor.

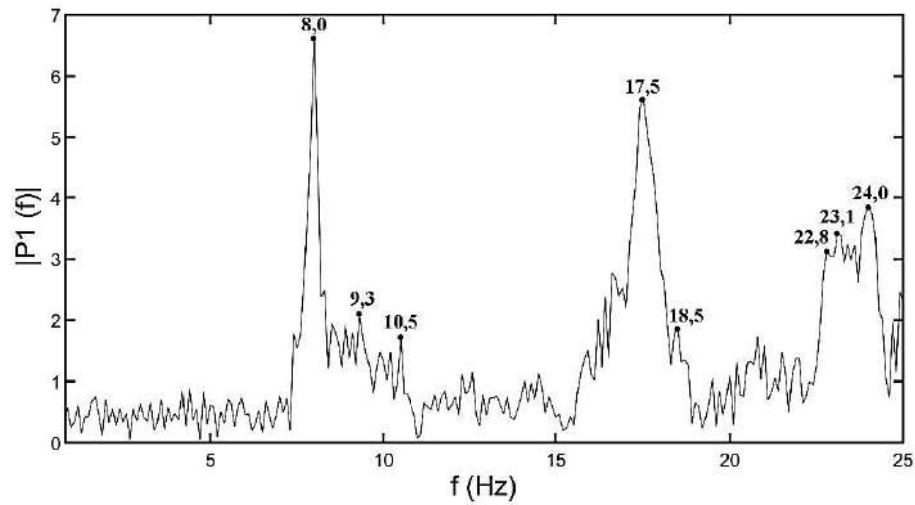
Figura 0.23 – Leituras no quarto do voo.



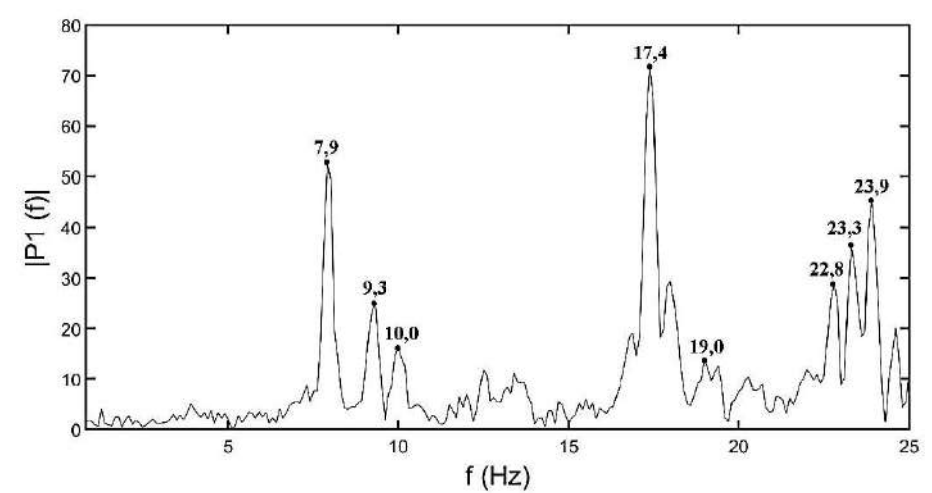
A - Acelerações obtidas com o acelerômetro, no quarto do voo



B - Acelerações obtidas com o Smartphone, no quarto do voo



C - Pico 1 - Frequências para o acelerômetro, no quarto do voo



D - Pico 2 – Frequências para o Smartphone, no quarto do voo

Fonte: O autor.

Na Tabela 0.6 são mostradas as primeiras frequências naturais obtidas com os dois aparelhos, indicando que os resultados ficaram próximos, o que mostra que viável a utilização de Smartphones.

Tabela 0.6 – Frequências naturais obtidas com o ensaio de acelerometria.

Frequências naturais (Hz)	Acelerômetro		Smartphone	
	½ vão	¼ vão	½ vão	¼ vão
1 ^a		8,0		7,9
2 ^a	9,6	9,3	9,7	9,3
3 ^a		10,5		10,0
4 ^a	17,7	17,5	17,5	17,4
5 ^a	18,9	18,5	18,9	19,0
6 ^a		22,8		22,8
7 ^a		23,1		23,3
8 ^a		24,0		23,9

Fonte: O autor.

D.1.5.5 – Extração de testemunhos

A ABNT NBR 7680-1 (2015) estabelece os requisitos para os processos de extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Seis testemunhos foram extraídos por uma perfuratriz (Figura 0.24) para o estudo da estrutura, sendo todos nas longarinas.

Figura 0.24 – Extração de testemunho no ponto 1.



Fonte: O autor.

Logo após a extração de cada testemunho, avaliou-se o avanço da camada de carbonatação na estrutura através da aplicação de uma solução de fenolftaleína,

conforme a Figura 0.25. Observa-se que a frente de carbonatação de aproximadamente 2,0 cm está quase vencendo o cobrimento da armadura, o que é preocupante para uma estrutura com pouco tempo de construção.

Figura 0.25 – Profundidade da camada carbonatada nos testemunhos.



A - Testemunho 1.1 (2,5 cm)



B - Testemunho 1.2 (2 cm)



C - Testemunho 5.1 (2 cm)



D - Testemunho 5.2 (2 cm)

Fonte: O autor.

Os testemunhos foram preparados e retificados para a realização do ensaio de ruptura à compressão axial, sendo mantidos expostos ao ar em ambiente de laboratório por no mínimo 72 h antes do ensaio, de modo a compatibilizar com a leitura

do ultrassom, que foi feita na condição seca. Algumas características foram aferidas antes do ensaio (Tabela 0.7), conforme a ABNT NBR 7680-1 (2015).

Tabela 0.7 – Características dos testemunhos.

Testemunho	Elemento	d (mm)	h (mm)	h/d	m (g)	Y (kg/m ³)
1.1	Longarina	100,4	197,2	1,96	3506	2246
1.2	Longarina	100,5	196,8	1,96	3510	2248
2	Longarina	100,4	195,9	1,96	3524	2272
4	Longarina	100,2	192,2	1,92	3452	2278
5.1	Longarina	100,6	166,2	1,65	2940	2226
5.2	Longarina	100,5	196,3	1,95	3346	2149

Fonte: O autor.

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial dos testemunhos extraídos devem ser identificados por $f_{ci,ext,inicial}$, sendo corrigidos conforme a Equação 0.1.

$$f_{ci,ext} = [1 + (k_1 + k_2 + k_3 + k_4)] \cdot f_{ci,ext,inicial} \quad 0.1$$

onde,

k_1 – Coeficiente de correção que leva em consideração a relação h/d;

k_2 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito do broqueamento em função do diâmetro do testemunho;

k_3 – Coeficiente de correção que leva em consideração a direção da extração em relação ao lançamento do concreto;

k_4 – Coeficiente de correção que leva em consideração o efeito da umidade do testemunho.

Para fins de verificação da segurança estrutural, a estimativa da resistência característica do lote é dada pela média dos resultados individuais, conforme a Equação 0.2.

$$f_{ck,ext,seg} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci,ext}}{n} \quad 0.2$$

onde,

n – Quantidade de testemunhos.

Primeiramente, dois testemunhos foram ensaiados para a estimativa da carga de ruptura para a determinação do módulo de elasticidade dos testemunhos restantes. Os resultados individuais obtidos para o lote de testemunhos estão apresentados na Tabela 0.8.

Tabela 0.8 – Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade dos testemunhos.

Testemunho	$f_{ci,ext,inicial}$ (MPa)	$\sum_{i=1}^4 k_i$	$f_{ci,ext}$ (MPa)	$E_{ci,ext}$ (GPa)
1.1	35,23	0,07	37,59	29,27
1.2	35,77	0,07	38,13	28,22
2	31,70	0,07	33,77	-
4	35,99	0,06	38,26	27,94
5.1	31,18	0,04	32,46	-
5.2	35,70	0,07	38,04	27,68

Fonte: O autor.

A resistência característica do lote é dada pela Equação 0.3.

$$f_{ck,ext,seg} = 36,37 \text{ MPa} \quad 0.3$$

O coeficiente de variação amostral (CV), que representa a divergência dos resultados em relação à média amostral, é calculado pela Equação 0.4.

$$CV = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}}{\bar{X}} \cdot 100 \quad 0.4$$

onde,

X_i – Valor na posição i ;

\bar{X} – Média aritmética dos dados.

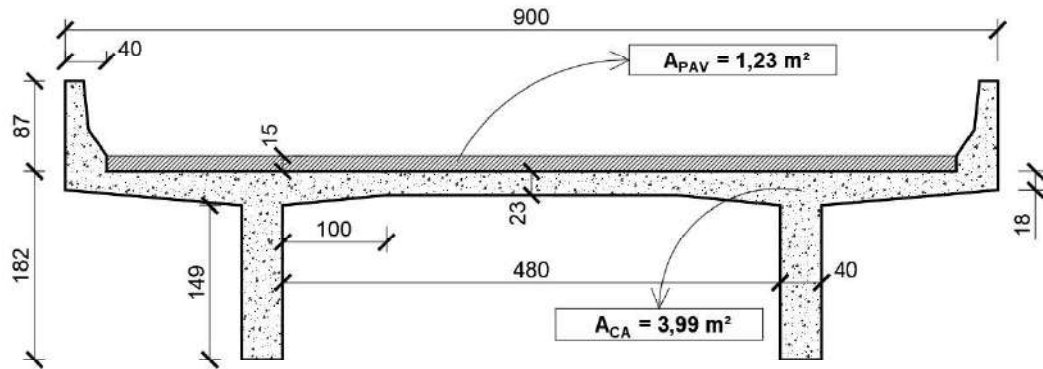
Os resultados divergem em relação à média em 7,1%, indicando que todos os testemunhos fazem parte do mesmo lote conforme a ABNT NBR 7680-1 (2015).

D.2 – RECONSTITUIÇÃO DO PROJETO

D.2.1 – Carregamento permanente

A seção transversal do tabuleiro, fora da região dos engrossamentos, está representada na Figura 0.26. A seção é composta pela área de concreto armado, incluindo as defensas, e pela área ocupada pela pavimentação.

Figura 0.26 – Seção transversal do viaduto.



Fonte: O autor.

O carregamento permanente pode ser obtido pela multiplicação da área da seção transversal ocupada por cada material pelo seu respectivo peso específico. A presença de somente duas longarinas faz com que esse carregamento possa ser distribuído igualmente entre as mesmas, conforme as Equações 0.5 e 0.6.

$$g_{CA} = \frac{A_{CA} \cdot \gamma_{CA}}{2} \quad 0.5$$

$$g_{PAV} = \frac{A_{PAV} \cdot \gamma_{PAV}}{2} \quad 0.6$$

onde,

g_{CA} – Carregamento permanente devido ao peso próprio do concreto armado;

g_{PAV} - Carregamento permanente devido ao peso próprio do material asfáltico;

A_{CA} – Área da seção transversal ocupada pelo concreto armado, incluindo as defensas;

A_{PAV} – Área da seção transversal ocupada pela pavimentação;

γ_{CA} – Peso específico do concreto armado, adotado como sendo 25 kN/m³;

γ_{PAV} – Peso específico do material asfáltico, adotado como sendo 24 kN/m³.

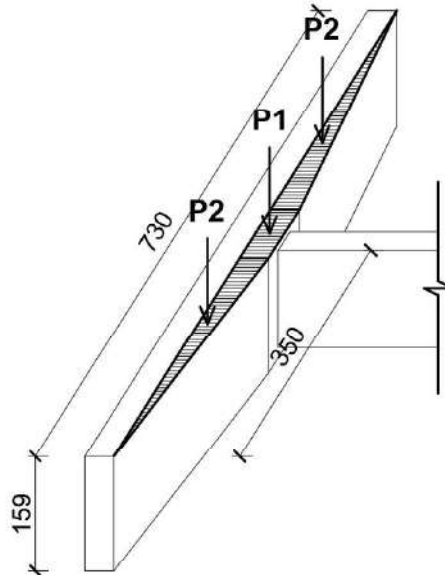
Nas Equações 0.7 e 0.8 são apresentados os valores de g_{CA} e g_{PAV} , respectivamente.

$$g_{CA} = \frac{3,99 \cdot 25}{2} = 49,9 \text{ kN/m} \quad 0.7$$

$$g_{PAV} = \frac{1,23 \cdot 24}{2} = 14,8 \text{ kN/m} \quad 0.8$$

O carregamento permanente devido aos engrossamentos das longarinas em regiões próximas aos apoios pode ser considerado através de cargas concentradas, conforme a Figura 0.27.

Figura 0.27 – Engrossamento da longarina nas regiões próximas aos apoios.



Fonte: O autor.

A carga concentrada é obtida pela multiplicação do volume de concreto pelo peso específico do concreto armado, conforme as Equações 0.9 e 0.10.

$$P_1 = V_1 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.9$$

$$P_2 = V_2 \cdot \gamma_{CA} \quad 0.10$$

onde,

V_i – Volume da i -ésima parte do engrossamento.

Nas Equações 0.11 e 0.12 são apresentados os valores de P_1 e P_2 , respectivamente.

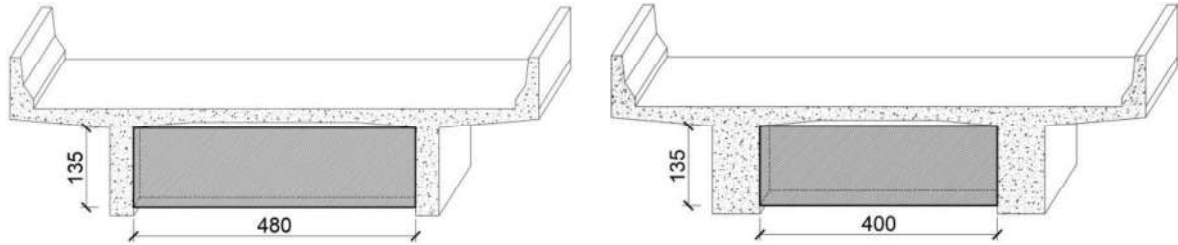
$$P_1 = (0,80 \cdot 0,40 \cdot 1,59) \cdot 25 = 12,7 \text{ kN} \quad 0.11$$

$$P_2 = \frac{(3,25 \cdot 0,40 \cdot 1,59)}{2} \cdot 25 = 25,8 \text{ kN} \quad 0.12$$

O carregamento permanente devido às transversinas (Figura 0.28) pode ser considerado como cargas concentradas aplicadas nas longarinas, obtidas pela multiplicação do volume da transversina pelo peso específico do concreto armado distribuídas igualmente entre as duas longarinas, conforme as Equações 0.13 e 0.14,

que representam as transversinas no meio do vão e as transversinas nos apoios, respectivamente.

Figura 0.28 – Geometria das transversinas.



A - Transversina no meio do vão

B - Transversina sobre o apoio

Fonte: O autor.

$$P_3 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \quad 0.13$$

$$P_4 = \frac{(V_{\text{transversina}} \cdot \gamma_{CA})}{2} \quad 0.14$$

onde,

$V_{\text{transversina}}$ – Volume da transversina.

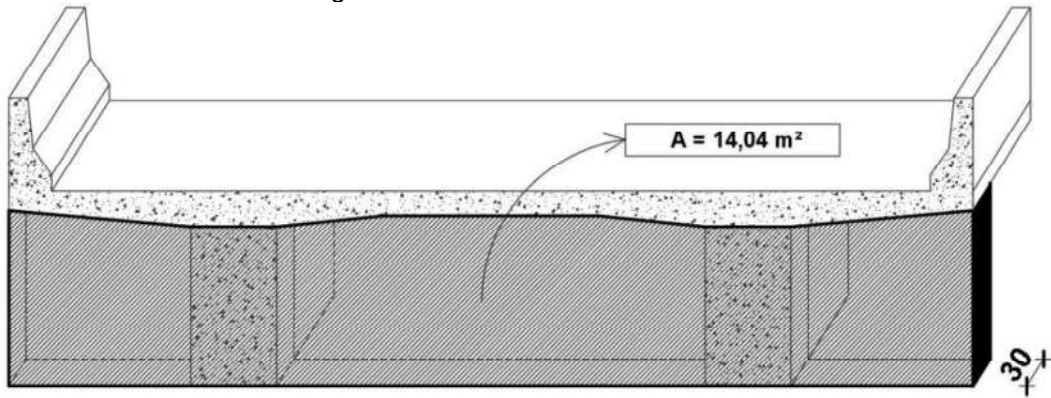
Nas Equações 0.15 e 0.16 são apresentados os valores de P_3 e P_4 , respectivamente.

$$P_3 = \frac{(4,80 \cdot 1,35 \cdot 0,20)}{2} \cdot 25 = 16,2 \text{ kN} \quad 0.15$$

$$P_4 = \frac{(4,00 \cdot 1,35 \cdot 0,30)}{2} \cdot 25 = 20,2 \text{ kN} \quad 0.16$$

O carregamento permanente devido a cortina de fechamento (Figura 0.29) pode ser obtido pela multiplicação de seu volume pelo peso específico do concreto armado, distribuído igualmente entre as duas longarinas, conforme a Equação 0.17.

Figura 0.29 – Cortina de fechamento.



Fonte: O autor.

$$P_5 = \frac{(V_{CF})}{2} \cdot \gamma_{CA} \quad 0.17$$

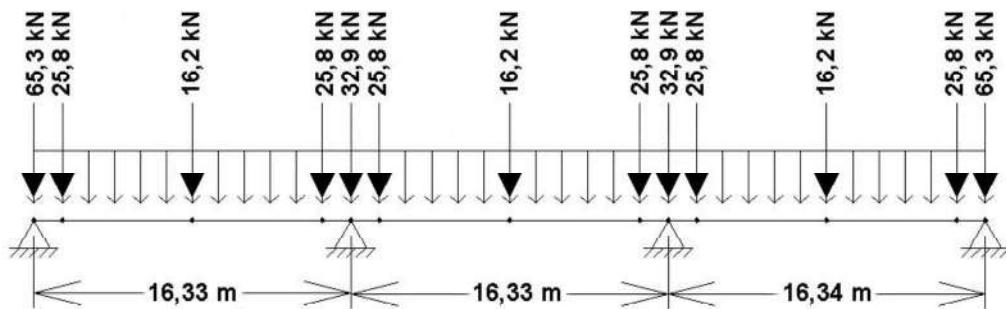
onde,

 V_{CF} – Volume da cortina de fechamento.Na Equação 0.18 é apresentado o valor de P_5 .

$$P_5 = \frac{(14,04 \cdot 0,30)}{2} \cdot 25 = 52,6 \text{ kN} \quad 0.18$$

O carregamento distribuído em cada longarina está representado na Figura 0.30.

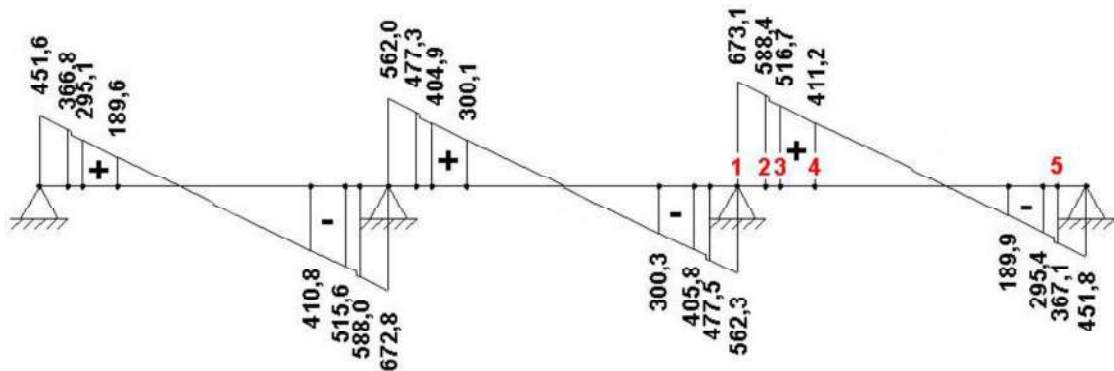
Figura 0.30 – Carregamento permanente na longarina.



Fonte: O autor.

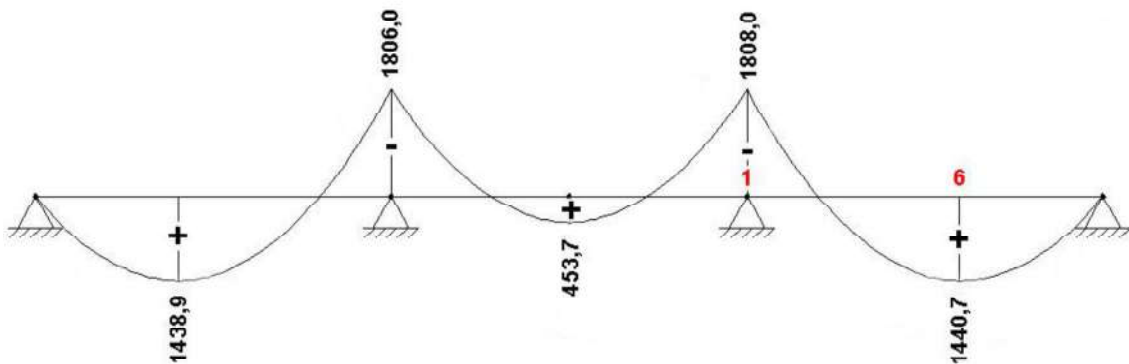
Na Figura 0.31 é mostrado o diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente e na Figura 0.32 é mostrado o diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão.

Figura 0.31 – Diagrama de esforço cortante devido ao carregamento permanente, em kN.



Fonte: O autor.

Figura 0.32 - Diagrama de momento fletor devido ao carregamento permanente, em kN.m.



Fonte: O autor.

D.2.2 – Carregamento móvel

As solicitações nas longarinas devido ao carregamento móvel proveniente de um trem-tipo da Classe 45 serão avaliadas pelo Método de Engesser-Courbon. Segundo Cavalcante (2019), as linhas de influência das reações de apoio nas longarinas podem ser obtidas através da Equação 0.19.

$$\eta_i(x) = R_i = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \frac{(2 \cdot i - n - 1) \cdot e}{(n^2 - 1) \cdot \xi} \right] \quad 0.19$$

onde,

$\eta_i(x)$ – Valor da reação de apoio da longarina i , para uma carga P posicionada a uma distância x da extremidade da seção transversal do tabuleiro;

R_i – Reação de apoio da longarina i ;

P – Carga tomada como unitária;

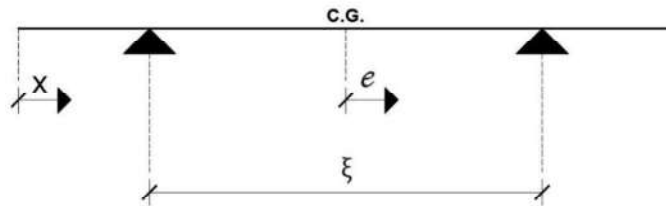
i – Número da longarina;

n – Número de longarinas;

e - Excentricidade (Figura 0.33), nula no centro de gravidade da seção transversal e positiva da esquerda para a direita;

ξ – Distância entre os eixos das longarinas.

Figura 0.33 – Seção transversal para o Método de Engesser-Courbon.



Fonte: O autor.

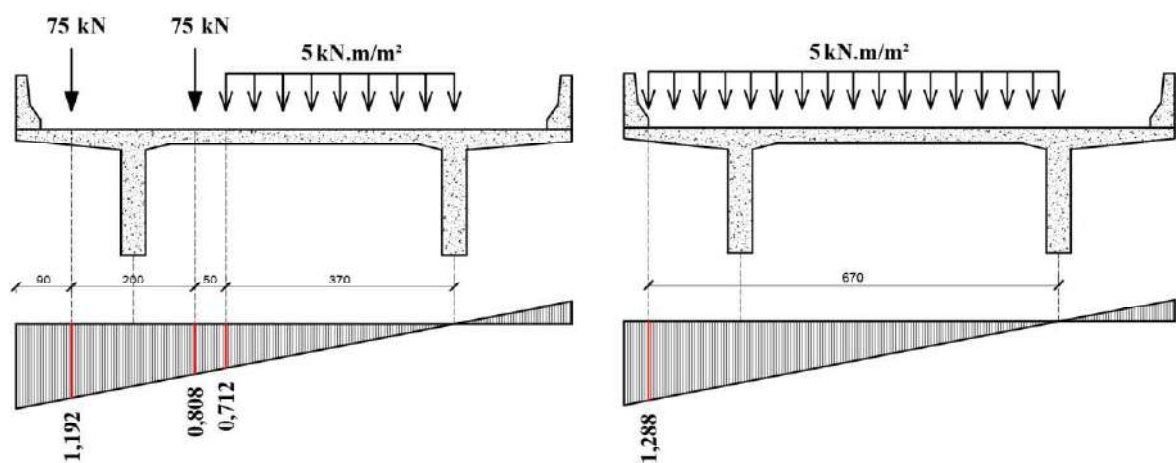
Obteve-se as Equações 0.20 e 0.21 para as longarinas 1 (da esquerda) e 2 (da direita), respectivamente. Devido à simetria da estrutura e a presença de somente duas longarinas, será analisada somente a longarina 1.

$$\eta_1(x) = R_1 = -0,192 \cdot x + 1,365 \quad 0.20$$

$$\eta_2(x) = R_2 = 0,192 \cdot x - 0,365 \quad 0.21$$

Na Figura 0.34 é mostrado o posicionamento crítico do veículo-tipo e da carga de multidão para a longarina 1, para a situação em que a carga de multidão está posicionada na região do veículo-tipo e para a situação em que não está.

Figura 0.34 – Posicionamento crítico do trem-tipo.



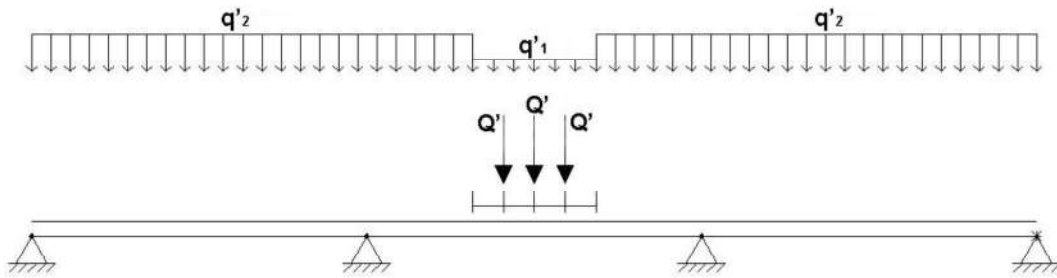
A - Carga de multidão posicionada na região do veículo-tipo

B - Carga de multidão posicionada na região fora do veículo-tipo

Fonte: O autor.

O trem-tipo longitudinal é composto por três carregamentos, Q' representando a carga de cada eixo do veículo-tipo, q'_1 representando a carga de multidão na região do veículo-tipo e q'_2 representando a carga de multidão na região fora do veículo-tipo, conforme a Figura 0.35. Esses carregamentos são calculados nas Equações 0.22, 0.23 e 0.24, respectivamente, sem consideração do coeficiente de impacto.

Figura 0.35 – Trem-tipo longitudinal para um trem-tipo da Classe 36.



Fonte: O autor.

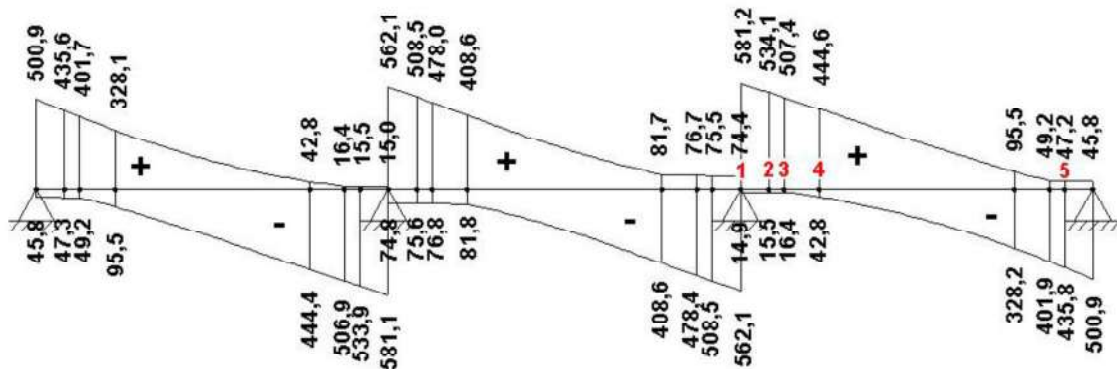
$$Q' = (1,192 + 0,808) \cdot 75 = 150,0 \text{ kN} \tag{0.22}$$

$$q'_1 = \left(\frac{0,712 \cdot 3,7}{2} \right) \cdot 5 = 6,6 \text{ kN/m} \tag{0.23}$$

$$q'_2 = \left(\frac{1,288 \cdot 6,7}{2} \right) \cdot 5 = 21,6 \text{ kN/m} \tag{0.24}$$

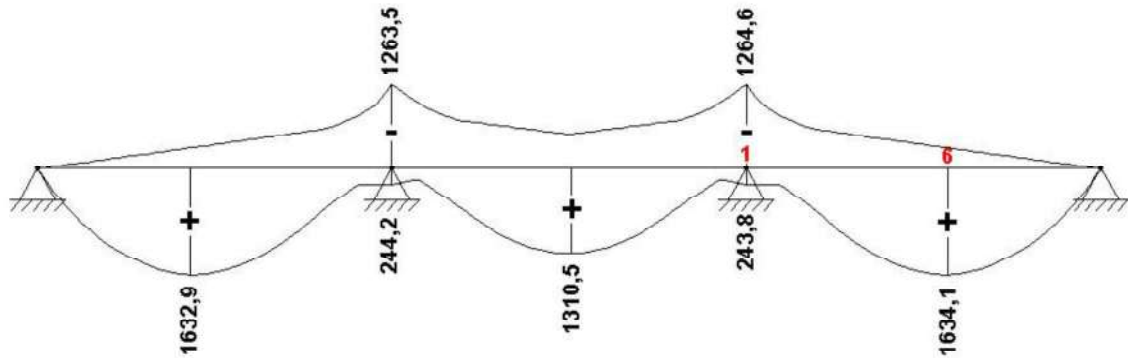
Na Figura 0.36 é mostrada a envoltória de esforço cortante devido ao carregamento permanente e, na Figura 0.37, a envoltória de momento fletor, devido ao carregamento permanente. Ambos apresentam os valores máximos e mínimo em cada vão.

Figura 0.36 – Envoltória de esforço cortante devido ao carregamento móvel (kN).



Fonte: O autor.

Figura 0.37 - Envoltória de momento fletor devido ao carregamento móvel (kN.m).



Fonte: O autor.

D.2.3 – Estimativa da resistência característica do concreto à compressão ($f_{ck,projeto}$)

Devido à ausência de informações sobre a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) considerada no projeto da ponte, foi realizada uma estimativa através da verificação das bielas comprimidas de concreto nas seções críticas.

D.2.3.1 – Seção crítica sobre os apoios centrais – Seção 1

Primeiramente calcula-se o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) na seção conforme a ABNT NBR 8681 (2003), adotando-se a Equação 0.25.

$$V_{sd} = 1,35 \cdot V_{gk} + \varphi \cdot 1,5 \cdot V_{qk} \quad 0.25$$

onde,

V_{gk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento permanente;

V_{qk} – Esforço cortante solicitante característico devido ao carregamento móvel;

φ – Coeficiente de impacto, conforme a ABNT NBR 7187 (2003) e a Equação 0.27.

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \ell \quad 0.26$$

onde,

ℓ – Vão teórico, em metros.

Com base nessas informações, o coeficiente de impacto para esta seção é dado pela Equação 0.27.

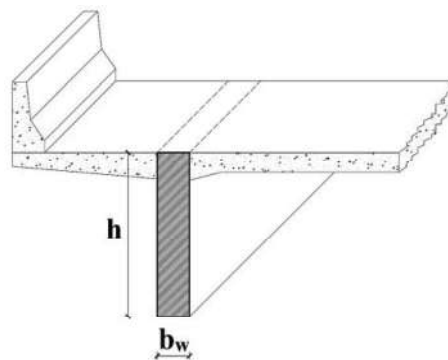
$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot 16,34 = 1,286 \quad 0.27$$

Portanto, tem-se que o V_{sd} para esta seção é dado pela Equação 0.29.

$$V_{sd} = 1,35 \cdot 673,1 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 581,2 = 2029,5 \text{ kN} \quad 0.28$$

A seção transversal considerada para verificação das bielas comprimidas de concreto é retangular (Figura 0.38) com altura (h) de 182 centímetros e com largura (b_w) de 80 centímetros.

Figura 0.38 – Seção retangular,



Fonte: O autor,

O f_{ck} pode ser estimado através da verificação das bielas comprimidas de concreto, conforme a ABNT NBR 6118 (2007), obedecendo também os parâmetros mínimos relacionados à durabilidade do concreto.

Para a verificação do estado-limite último de elementos lineares sujeitos à força cortante, considerando o modelo de cálculo I, tem-se que o f_{ck} pode ser estimado através das Equações 0.29 e 0.30.

$$V_{sd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \quad 0.29$$

$$d = 0,80 \cdot h \quad 0.30$$

A solução dessa equação resulta em um $f_{ck} = 9,4 \text{ MPa}$.

Para o modelo de cálculo II, considerando estribos verticais, tem-se que o f_{ck} pode ser estimado através das Equações 0.31 e 0.32.

$$V_{sd} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot \cotg \theta \quad 0.31$$

$$d = 0,80 \cdot h \quad 0.32$$

onde,

θ – Ângulo de inclinação das bielas de compressão.

Para bielas inclinadas a 45° , a solução resulta em $f_{ck} = 10,9$ MPa.

D.2.3.2 – Seção crítica no meio do engrossamento – Seção 3

Analogamente, o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.33.

$$V_{Sd} = 1,35 \cdot 516,7 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 507,4 = 1676,0 \text{ kN} \quad 0.33$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 182 centímetros e com largura (b_w) de 60 centímetros, e cuja solução resulta em um $f_{ck} = 10,4$ MPa.

Considerando o modelo de cálculo II, tem-se o valor mínimo de $f_{ck} = 12,1$ MPa.

D.2.3.3– Seção crítica fora do engrossamento – Seção 4

Analogamente, o V_{Sd} para esta seção é dado pela Equação 0.34.

$$V_{Sd} = 1,35 \cdot 411,2 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 444,6 = 1412,5 \text{ kN} \quad 0.34$$

A seção transversal considerada possui altura (h) de 182 centímetros e com largura (b_w) de 40 centímetros, e cuja solução resulta em um $f_{ck} = 13,3$ MPa.

Para o modelo de cálculo II, a solução resulta em um valo de $f_{ck} = 15,5$ MPa.

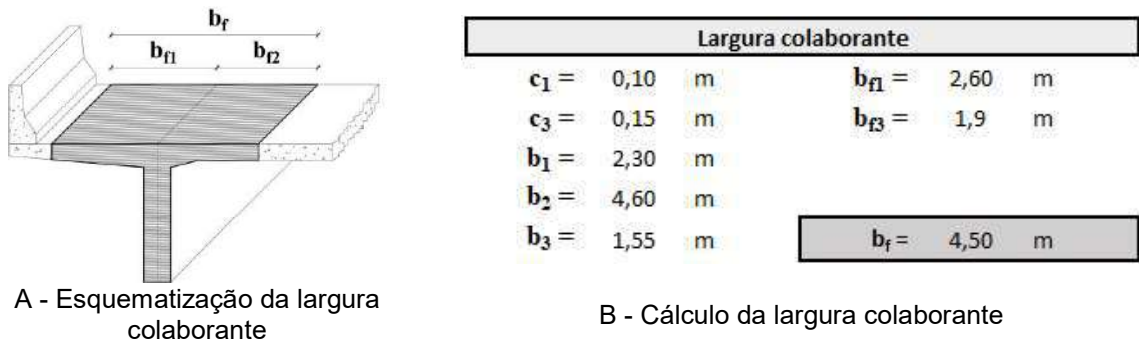
Considerando os critérios de durabilidade da ABNT NBR 6118 (2007), o f_{ck} mínimo para uma Classe de Agressividade Ambiental (CAA) II é de 25 MPa. Portanto, conforme a análise das três seções, estima-se que foi adotado, no projeto, um f_{ck} mínimo de 25 MPa.

D.2.4 – Armadura longitudinal positiva – Seção 6

D.2.4.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura longitudinal positiva, permite-se a consideração de uma largura colaborante (b_f), conforme a Figura 0.39.

Figura 0.39 – Largura colaborante conforme a ABNT NBR 6118 (2007).



A - Esquemática da largura colaborante

B - Cálculo da largura colaborante

Fonte: O autor.

D.2.4.2 – Momento fletor máximo solicitante de cálculo

O momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) é definido pela Equação 0.35.

$$M_{sd} = 1,35 \cdot M_{gk} + \varphi \cdot 1,5 \cdot M_{qk} \tag{0.35}$$

Portanto, para a seção crítica ao momento fletor positivo, o M_{sd} é dado pela Equação 0.36.

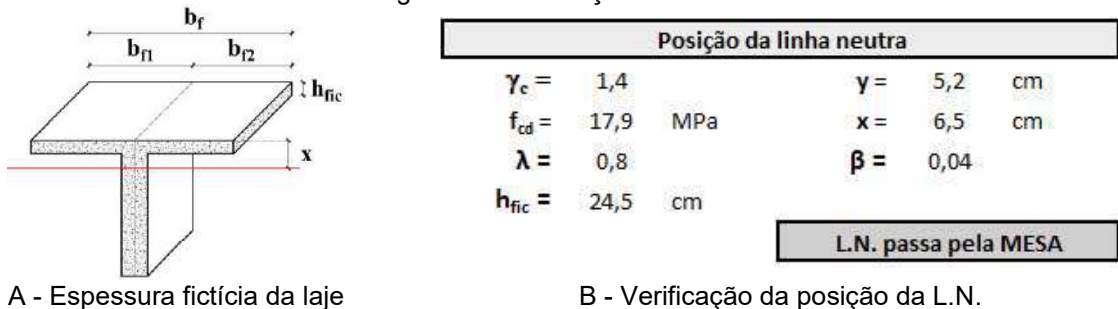
$$M_{sd} = 1,35 \cdot 1440,7 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 1634,1 = 5096,2 \text{ kN.m} \tag{0.36}$$

D.2.4.3 – Posição da linha neutra

Caso a linha neutra (L.N.) passe pela mesa da seção transversal, simplifica-se o dimensionamento considerando uma seção transversal retangular de largura (b_f). Caso contrário, o dimensionamento deve ser feito considerando uma seção T.

Devido à variação da espessura da laje, considerou-se uma espessura fictícia (h_{fic}) constante ao longo de toda a laje para simplificar a verificação da posição da L.N., conforme a Figura 0.40.

Figura 0.40 – Posição da L.N..



A - Espessura fictícia da laje

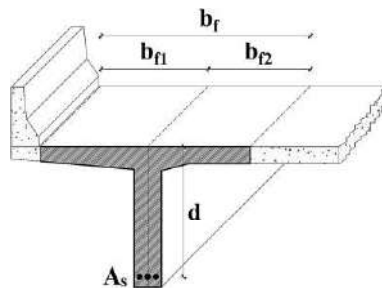
B - Verificação da posição da L.N.

Fonte: O autor.

D.2.4.4 – Armadura positiva mínima necessária

A armadura de flexão necessária, com base no equilíbrio dos esforços internos e considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.41.

Figura 0.41 – Armadura de flexão positiva necessária.



A - Posicionamento da armadura de flexão positiva

Armadura de flexão necessária			
Aço =	CA-50	M _{1d} =	0 kN.cm
f _{yk} =	500 MPa	M _{2d} =	509619 kN.cm
γ _s =	1,15	x =	6,5 cm
f _{yd} =	434,8 MPa	A _{s1} =	0,0 cm ²
		A _{s2} =	82,0 cm ²
		A _{s,nec} = 82,0 cm ²	

B - Armadura de flexão necessária

Fonte: O autor.

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, tem-se que a armadura longitudinal positiva prevista (A_{s,previsto}) é indicada na Figura 0.42, mostrando que um possível arranjo das armaduras seria três camadas de cinco barras mais uma camada com três barras, o que se aproxima do arranjo observado com o pacômetro.

Figura 0.42 – Armadura de flexão positiva prevista.

Armadura de flexão prevista	
φ =	25 mm
n _φ =	17
n _{φ,efetivo} =	18
A _{s,previsto} = 88,4 cm ²	

Fonte: O autor.

D.2.4.5 – Verificação da fadiga

Conforme a ABNT NBR 6118 (2007), a verificação da fadiga pode ser feita por uma combinação frequente de ações. A Equação 0.37 expressa a combinação frequente para a verificação de vigas de pontes rodoviárias.

$$F_{d,ser} = F_{gik} + 0,5 \cdot F_{q1k} \quad 0.37$$

A verificação da fadiga da armadura é satisfeita quando a máxima variação de tensão calculada $\Delta\sigma_s$ satisfazer a Equação 0.38.

$$\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad} \quad 0.38$$

onde os valores de $\Delta f_{sd,fad}$ para armadura passiva da categoria CA-50 são dados na Tabela 0.9.

Tabela 0.9 – Valores de $\Delta f_{sd,fad}$, em MPa.

Caso	Φ (mm)		
	10	12,5	25
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\Phi$	-	-	175
Estribos	85	85	-

Notas: D – Diâmetro da barra de dobramento.

Fonte: Elaborada com dados extraídos da ABNT NBR 6118 (2007).

Segundo Cavalcante (2019), a máxima variação de tensão $\Delta\sigma_{ss}$ nas armaduras longitudinais é realizada a partir da Equação 0.39.

$$\Delta\sigma_{ss} = \alpha_E \cdot \frac{\Delta M_{d,freq} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}} \quad 0.39$$

onde,

α_E – Razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, tomado igual a 10;

$\Delta M_{d,freq}$ – Variação entre os momentos fletores máximo e mínimo a partir das combinações frequentes de ações;

x_{II} – Posição da linha neutra no estágio II de deformação;

I_{II} – Momento de inércia em relação ao eixo de flexão no estágio II de deformação.

Ainda segundo Cavalcante (2019), para o caso do momento fletor positivo as armaduras são dimensionadas para uma seção T. Inicialmente calcula-se a posição da linha neutra no estágio II para uma seção retangular ($b_f \cdot h$) conforme a Equação 0.40.

$$x_{II} = \frac{-\alpha_E \cdot A_{s,ef} + \sqrt{(\alpha_E \cdot A_{s,ef})^2 + 2 \cdot b_f \cdot \alpha_E \cdot A_{s,ef} \cdot d}}{b_f} \quad 0.40$$

Caso $x_{II} \leq h_f$, ou seja, linha neutra passando pela mesa da seção, o momento de inércia no estágio II é calculado pela Equação 0.41.

$$I_{II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_{s,ef} \cdot (d - x_{II})^2 \quad 0.41$$

Caso $x_{II} > h_f$, ou seja, linha neutra passando pela alma da seção, recalcula-se a posição da linha neutra através das Equações 0.42, 0.43 e 0.44.

$$x_{II} = A \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{d_0}{A}} \right) \quad 0.42$$

$$A = \alpha_E \cdot \frac{\left[A_{s,ef} + \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f}{\alpha_E} \right]}{b_w} \quad 0.43$$

$$d_0 = \frac{A_{s,ef} \cdot d + \left[\frac{(b_f - b_w) \cdot h_f}{\alpha_E} \right] \cdot \frac{h_f}{2}}{A_{s,ef} + \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f}{\alpha_E}} \quad 0.44$$

Para este caso, o momento de inércia no estágio II é calculado pela Equação 0.45.

$$I_{II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} - \frac{(b_f - b_w) \cdot (x_{II} - h_f)^3}{3} + \alpha_E \cdot A_{s,ef} \cdot (d - x_{II})^2 \quad 0.45$$

Para a verificação da fadiga, será adotada uma espessura da mesa (h_f) fictícia que representa uma espessura uniforme ao longo de toda a seção transversal do tabuleiro, conforme a Equação 0.46.

$$h_f = 24,5 \text{ cm} \quad 0.46$$

Para a armadura longitudinal positiva na seção 6, a variação dos momentos fletores positivos máximo e mínimo para a combinação frequente de ações é dada pelas Equações 0.47, 0.48 e 0.49.

$$M_{Sd,m\acute{a}x} = 1440,7 + 0,5 \cdot 1634,1 = 2257,8 \text{ kN.m} \quad 0.47$$

$$M_{Sd,m\acute{i}n} = 1440,7 + 0,5 \cdot (-265,2) = 1308,1 \text{ kN.m} \quad 0.48$$

$$\Delta M_{d,freq} = 2257,8 - 1308,1 = 949,6 \text{ kN.m} \quad 0.49$$

A posição da linha neutra e o momento de inércia no estágio II, assim como o coeficiente de fadiga (k_{fad}) estão apresentados na Figura 0.43.

Figura 0.43 – Verificação da fadiga da armadura longitudinal positiva na seção 6.

Seção:		T	
$b_f =$	465	cm	$M_{gk} =$ 1440,7 kN.m
$b_w =$	40	cm	$M_{gk,min} =$ -265,2 kN.m
$h =$	182	cm	$M_{gk,max} =$ 1634,1 kN.m
$h_f =$	24,5	cm	
$d/h =$	0,8		$M_{Sd,min} =$ 1308,1 kN.m
			$M_{Sd,max} =$ 2257,8 kN.m
			$\Delta M_{Sd} =$ 949,7 kN.m
$A_{s,ef} =$	81,5	cm ²	
$\alpha_{ef} =$	10		
			$\Delta \sigma_{Ss} =$ 8,4 MPa
$x_{II} =$	20,9	cm	$\Delta f_{sd,fad} =$ 175 MPa
$I_{II} =$	14088369	cm ⁴	$k_{fad} =$ 1,00

Fonte: O autor.

D.2.5 – Armadura longitudinal negativa – Seção 1

D.2.5.1 – Seção transversal

Para o cálculo da armadura de flexão negativa, considera-se uma seção retangular situada sobre o apoio.

D.2.5.2 – Momento fletor mínimo solicitante de cálculo

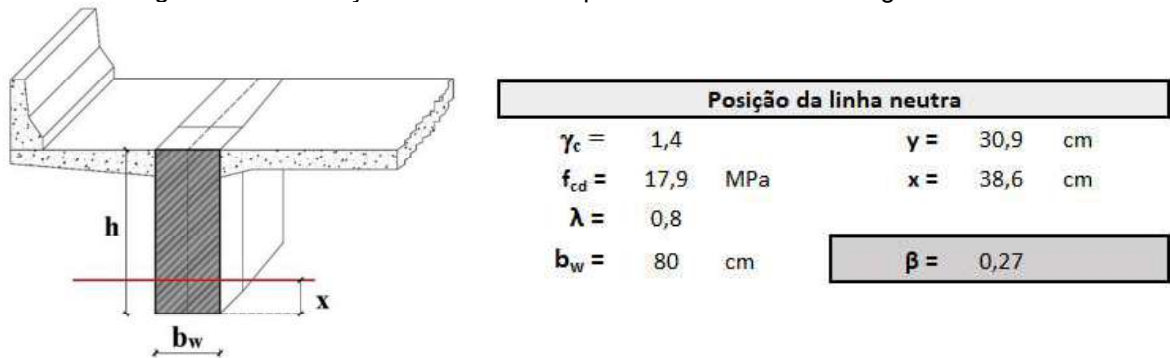
Analogamente ao cálculo do momento fletor máximo solicitante de cálculo, para a situação crítica ao momento fletor negativo, o M_{Sd} é dado pela Equação 0.50.

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot (-1808,0) + 1,286 \cdot 1,5 \cdot (-1264,6) = -4879,5 \text{ kN.m} \quad 0.50$$

D.2.5.3 – Posição da linha neutra

A posição da linha neutra está representada na Figura 0.44.

Figura 0.44 – Posição da linha neutra para o momento fletor negativo crítico.



A - Seção transversal sobre o apoio

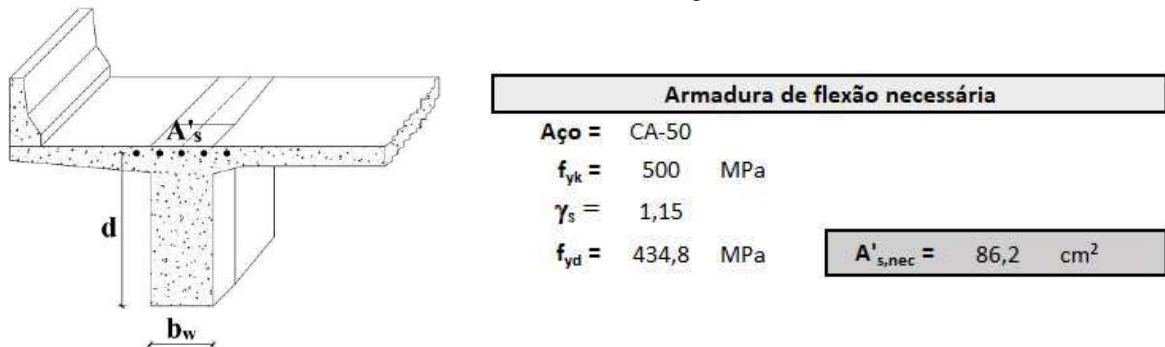
B - Posição da linha neutra

Fonte: O autor.

D.2.5.4 – Armadura negativa mínima necessária

Analogamente ao dimensionamento da armadura longitudinal positiva, a armadura negativa necessária ($A'_{s,nec}$), considerando um aço da categoria CA-50, é apresentada na Figura 0.45.

Figura 0.45 – Armadura de flexão negativa necessária.



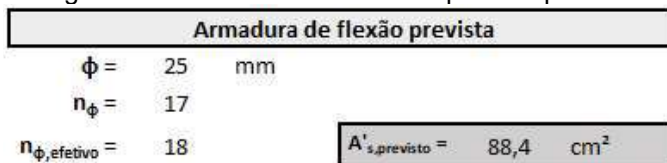
A - Posicionamento da armadura de flexão positiva

B - Armadura de flexão necessária

Fonte: O autor

Com base em um número par de barras de diâmetro de 25 mm, tem-se que a armadura longitudinal negativa prevista ($A'_{s,previsto}$) é representada na Figura 0.46

Figura 0.46 – Armadura de flexão positiva prevista.



Fonte: O autor.

D.2.5.5 – Verificação da fadiga

Segundo Cavalcante (2019), para o caso do momento fletor negativo as armaduras são dimensionadas para uma seção retangular. A posição da linha neutra no estágio II é calculada conforme a Equação 0.51.

$$x_{II} = \frac{-\alpha_E \cdot A_{s,ef} + \sqrt{(\alpha_E \cdot A_{s,ef})^2 + 2 \cdot b_f \cdot \alpha_E \cdot A_{s,ef} \cdot d}}{b_f} \quad 0.51$$

Assim sendo, o momento de inércia no estágio II é calculado pela Equação 0.52.

$$I_{II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_{s,ef} \cdot (d - x_{II})^2 \quad 0.52$$

Para a armadura longitudinal negativa na seção 1, a variação dos momentos fletores negativos máximo e mínimo para a combinação frequente de ações é dada pelas Equações 0.53, 0.54 e 0.55.

$$M_{Sd,mín} = -1808,0 + 0,5 \cdot (-1264,6) = -2440,3 \text{ kN.m} \quad 0.53$$

$$M_{Sd,máx} = -1808,0 + 0,5 \cdot 243,8 = -1686,1 \text{ kN.m} \quad 0.54$$

$$\Delta M_{d,freq} = -1686,1 - (-2440,3) = 754,2 \text{ kN.m} \quad 0.55$$

Analogamente à verificação da fadiga da armadura longitudinal positiva, a posição da linha neutra e o momento de inércia no estágio II, assim como o coeficiente de fadiga (k_{fad}) estão apresentados na Figura 0.47.

Figura 0.47 – Verificação da fadiga da armadura longitudinal negativa na seção 1.

Seção: Retangular			
		$M_{gk} =$	-1808 kN.m
$b_w =$	80 cm	$M_{gk,mín} =$	-1264,6 kN.m
$h =$	182 cm	$M_{gk,máx} =$	243,8 kN.m
$d/h =$	0,8	$M_{Sd,mín} =$	-2440,3 kN.m
		$M_{Sd,máx} =$	-1686,1 kN.m
		$\Delta M_{Sd} =$	754,2 kN.m
$A_{s,mín} =$	85,6 cm ²		
$\alpha_E =$	10	$\Delta \sigma_{Sd} =$	6,8 MPa
$x_{II} =$	46,1 cm	$\Delta f_{sd,fad} =$	175 MPa
$I_{II} =$	11087200 cm ⁴	$k_{fad} =$	1,00

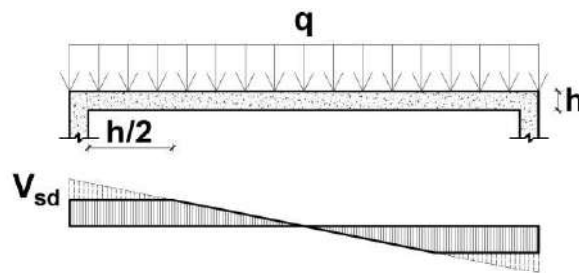
Fonte: O autor.

D.2.6 – Armadura transversal

D.2.6.1 – Redução do esforço cortante solicitante de cálculo em regiões próximas aos apoios

A ABNT NBR 6118 (2007) permite que, para o cálculo da armadura transversal, o esforço cortante no trecho entre o apoio e uma seção situada a uma distância $h/2$ da face do apoio seja constante e igual ao desta seção, conforme a Figura 0.48.

Figura 0.48 – Redução do esforço cortante em seções próximas aos apoios.



Fonte: O autor.

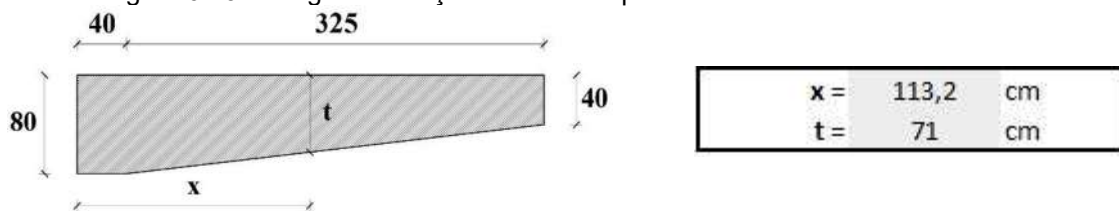
D.2.6.2 – Região próxima aos encontros – Seção 6

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para o dimensionamento da armadura transversal é dado pela Equação 0.56.

$$V_{sd} = 1,35 \cdot 367,1 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 435,8 = 1336,0 \text{ kN} \quad 0.56$$

O cálculo da armadura transversal será baseado na seção transversal situada a uma distância $d/2$ da face do apoio, tendo largura conforme a Figura 0.49.

Figura 0.49 – Largura da seção transversal para o cálculo da armadura transversal.



A - Geometria do engrossamento

B - Largura para o cálculo da armadura transversal

Fonte: O autor.

Adota-se o Modelo II para o dimensionamento da armadura transversal, com bielas inclinadas à 36° , obtém-se a armadura transversal mínima (Figura 0.50) e o espaçamento máximo entre os estribos (Figura 0.51). Nota-se que o valor obtido com a reconstituição do projeto é bem próximo ao valor aferido com o ensaio de pacometria.

Figura 0.50 – Área mínima de estribos verticais na região próxima ao encontro.

Armadura transversal necessária			
Aço =	CA-50	$V_{Rd2} =$	4266,2 kN
$f_{yk} =$	500 MPa	$V_c =$	671,6 kN
$\gamma_s =$	1,15	$V_{sw} =$	664,4 kN
$f_{yd} =$	434,8 MPa		
			$A_{sw,nec} =$ 8,5 cm ² /m

Fonte: O autor.

Figura 0.51 – Espaçamento máximo entre os estribos na região próxima ao encontro.

Armadura transversal prevista			
$\phi_t =$	10 mm		
$n_{ramos} =$	2 unidades		
$s_t =$	18 cm	$A_{sw,prev} =$	8,7 cm ² /m

Fonte: O autor.

Segundo Cavalcante (2019), a variação das tensões normais atuantes nos estribos ($\Delta\sigma_{sw}$) para as combinações frequentes é dada pelas Equações 0.57, 0.58 e 0.59.

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,m\acute{i}n} \quad 0.57$$

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{V_{sd,m\acute{a}x} - 0,5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ef} \cdot (0,9 \cdot d)} \quad 0.58$$

$$\sigma_{sw,m\acute{i}n} = \frac{V_{sd,m\acute{i}n} - 0,5 \cdot V_c}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ef} \cdot (0,9 \cdot d)} \quad 0.59$$

Para a seção 5, a variação das tensões normais atuantes nos estribos é dada pelas Equações 0.60, 0.61 e 0.62.

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = 22,4 \text{ MPa} \quad 0.60$$

$$\sigma_{sw,m\acute{i}n} = 0,70 \text{ MPa} \quad 0.61$$

$$\Delta\sigma_{sw} = 22,4 - 0,70 = 21,7 \text{ MPa} \quad 0.62$$

A verificação da fadiga é satisfeita, conforme a Equação 0.63, portanto o coeficiente de fadiga (k_{fad}) é igual a 1.

$$\Delta\sigma_{sw} = 21,7 \text{ MPa} \leq \Delta f_{sd,fad} = 85 \text{ MPa} \quad 0.63$$

D.2.6.3 – Região de esforço cortante máximo solicitante de cálculo – Seção 2

O esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) para o dimensionamento da armadura transversal desta seção é dado pela Equação 0.64

$$V_{sd} = 1,35 \cdot 588,4 + 1,286 \cdot 1,5 \cdot 534,1 = 1824,3 \text{ kN} \quad 0.64$$

A armadura transversal necessária ($A_{sw,nec}$) é apresentada na Figura 0.52. Observa-se que para o mesmo diâmetro e para quatro ramos, o espaçamento máximo é de 20 centímetros, (Figura 0.53).

Figura 0.52 – Estribos na seção crítica.

Armadura transversal necessária			
Aço =	CA-50	$V_{Rd2} =$	4266,2 kN
$f_{yk} =$	500 MPa	$V_c =$	559,7 kN
$\gamma_s =$	1,15	$V_{sw} =$	1264,6 kN
$f_{yd} =$	434,8 MPa		
			$A_{sw,nec} =$ 16,1 cm ² /m

Fonte: O autor.

Figura 0.53 – Espaçamento máximo para a situação de quatro ramos.

Armadura transversal prevista			
$\phi_t =$	10 mm		
$n_{ramos} =$	4 unidades		
$s_t =$	20 cm	$A_{sw,prev} =$	15,7 cm ² /m

Fonte: O autor.

Analogamente a seção 5, a variação das tensões normais atuantes nos estribos na seção 2 é dada pelas Equações 0.65, 0.66 e 0.67

$$\sigma_{Sw,m\acute{a}x} = 27,2 \text{ MPa} \quad 0.65$$

$$\sigma_{Sw,m\acute{i}n} = 14,2 \text{ MPa} \quad 0.66$$

$$\Delta\sigma_{Sw} = 27,2 - 14,2 = 13,0 \text{ MPa} \quad 0.67$$

A verificação da fadiga é satisfeita, conforme a Equação 0.68, portanto o coeficiente de fadiga (k_{fad}) é igual a 1.

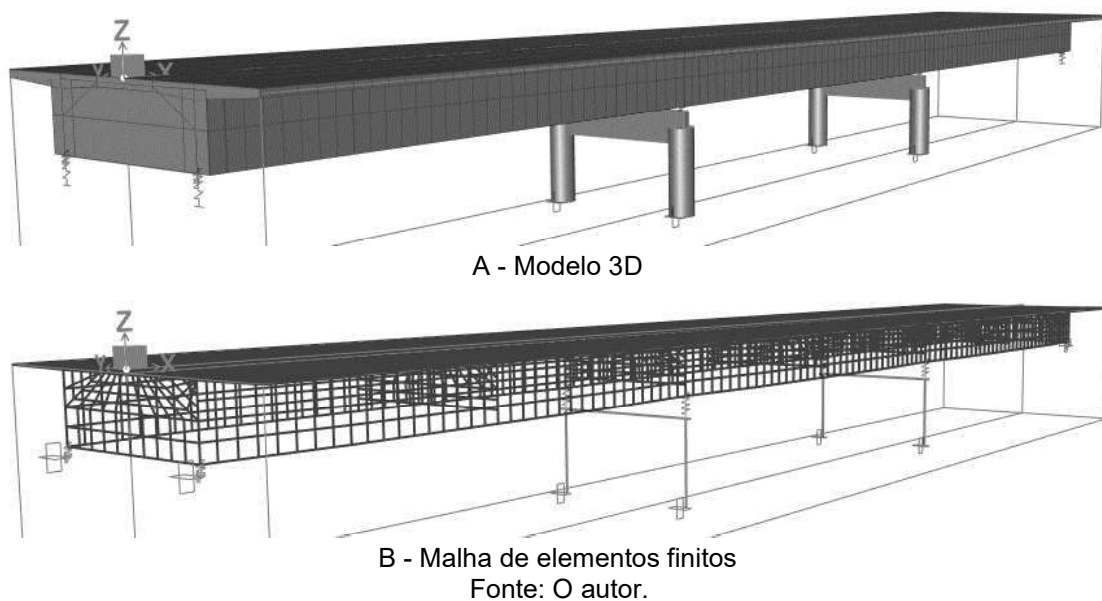
$$\Delta\sigma_{Sw} = 13,0 \text{ MPa} \leq \Delta f_{sd,fad} = 85 \text{ MPa} \quad 0.68$$

D.3 – ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

D.3.1 – Modelo de elementos finitos

Na Figura 0.54 é apresentado o modelo de elementos finitos em 3D gerado a partir do *software* CSIBridge v.23 e sua respectiva malha de elementos finitos. Todos os elementos que compõem o tabuleiro foram discretizados por meio de elementos de casca (*Shell*).

Figura 0.54 – Modelo estrutural do viaduto no *software* CSIBridge.



D.3.1.1 – Propriedades do concreto

Adotou-se para as propriedades do concreto no modelo de elementos finitos (resistência à compressão do concreto, módulo de elasticidade e peso específico) os valores obtidos nos testemunhos, conforme a Figura 0.55.

Figura 0.55 – Propriedades do concreto no modelo de elementos finitos.

B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C35

Material Type: Concrete

Material Grade: f_c 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 21,9326

Mass per Unit Volume: 2,2365

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 28277500,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 11782292,

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 36370,

Expected Concrete Compressive Strength: 36370,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty Field]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fonte: O autor.

D.3.1.2 – Seção transversal do tabuleiro

Modelou-se a seção transversal do tabuleiro como viga t de concreto (*Concrete Tee Beam*), conforme a Figura 0.56. O engrossamento das longarinas nas seções próximas aos apoios foi representado por variações paramétricas (*Parametric Variations*), as quais aumentam a espessura da longarina, conforme a Figura 0.57.

Figura 0.56 – Seção transversal do tabuleiro da ponte.

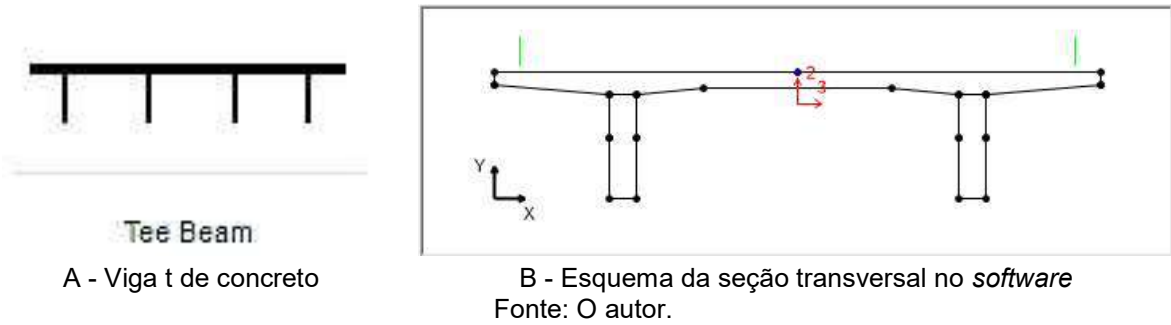


Figura 0.57 – Engrossamento da longarina nos vãos centrais representado por uma variação paramétrica.

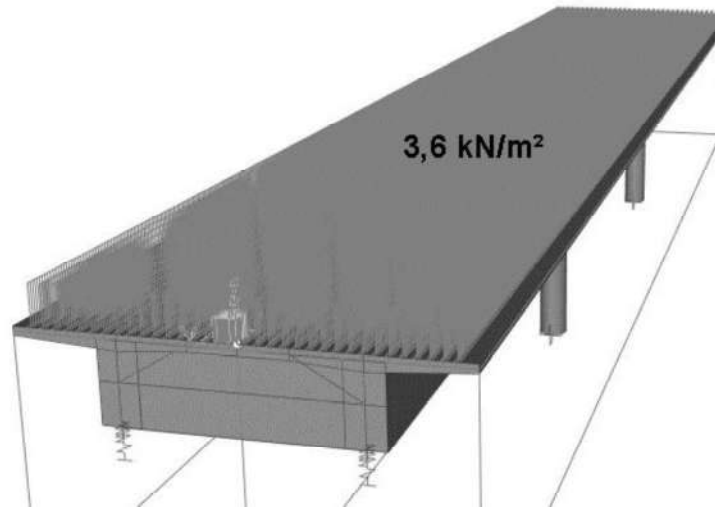
Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m
1		0,4	0,4
1	Start of Variation	0,4	0,4
2	Linear	0,4	0,4
3	Linear	3,6	0,4
4	Linear	12,73	0,4
5	Linear	15,93	0,4
6	Linear to End of Variation	16,33	0,4

A - Dimensões do engrossamento nos vãos centrais

B - Esquemática do engrossamento nos vãos centrais
Fonte: O autor.

O carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica (*Wearing Surface Loads*) é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento distribuído sobre a laje, exceto na região das defensas (Figura 0.58). Considerou-se uma camada uniforme de 15 cm, portanto, ao multiplicar essa espessura pelo peso próprio do material asfáltico (γ_{PAV}), obtém-se que o carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica é de 3,6 kN/m².

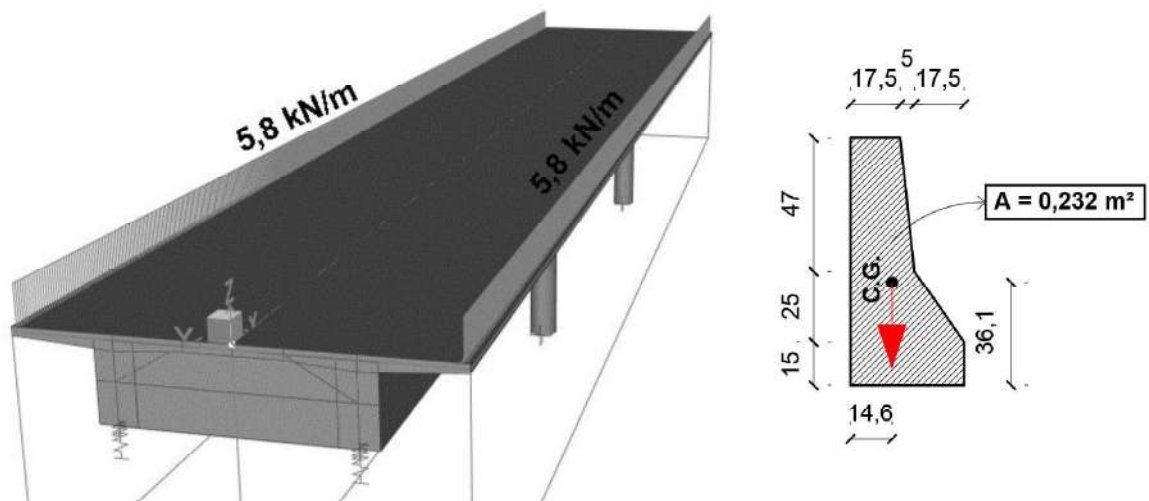
Figura 0.58 – Carregamento devido à camada de pavimentação asfáltica.



Fonte: O autor.

O carregamento devido ao peso próprio das defensas do tipo *New Jersey* também é inserido juntamente com a seção transversal, sendo um carregamento linear e uniformemente distribuído do longo do eixo que passa pelo centro de gravidade (C.G.) do elemento (Figura 0.59). O carregamento é obtido pela multiplicação da área da seção transversal da defesa pelo peso próprio do concreto armado (γ_{CA}), obtendo-se um carregamento de $5,8 \text{ kN/m}$.

Figura 0.59 – Carregamento devido às defensas do tipo *New Jersey*.



A - Distribuição do carregamento

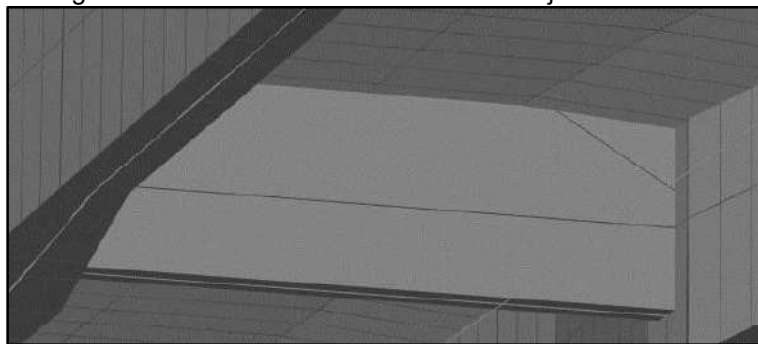
B - C.G. da seção

Fonte: O autor.

D.3.1.3 – Transversinas e travessas

Todas as transversinas estão conectadas à laje do tabuleiro no modelo (Figura 0.60) devido à configuração padrão do *software*, não sendo possível desconectá-las.

Figura 0.60 – Transversina conectada à laje do tabuleiro.

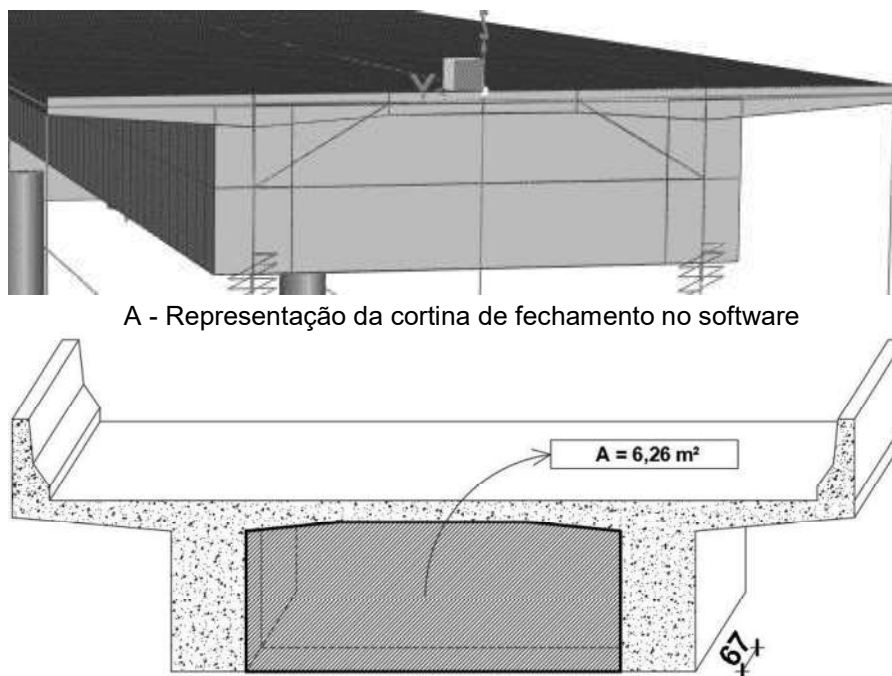


Fonte: O autor.

D.3.1.4 – Cortinas de fechamento

O *software* não permite a modelagem de cortinas de fechamento compatíveis com a geometria usualmente encontradas nas pontes brasileiras, portanto, a representação das cortinas é feita por transversinas (Figura 0.61), as quais possuem a espessura calculada baseada no volume total da cortina. Obteve-se uma espessura de, aproximadamente, 67,0 centímetros para a transversina.

Figura 0.61 – Cortina de fechamento no modelo de elementos finitos.



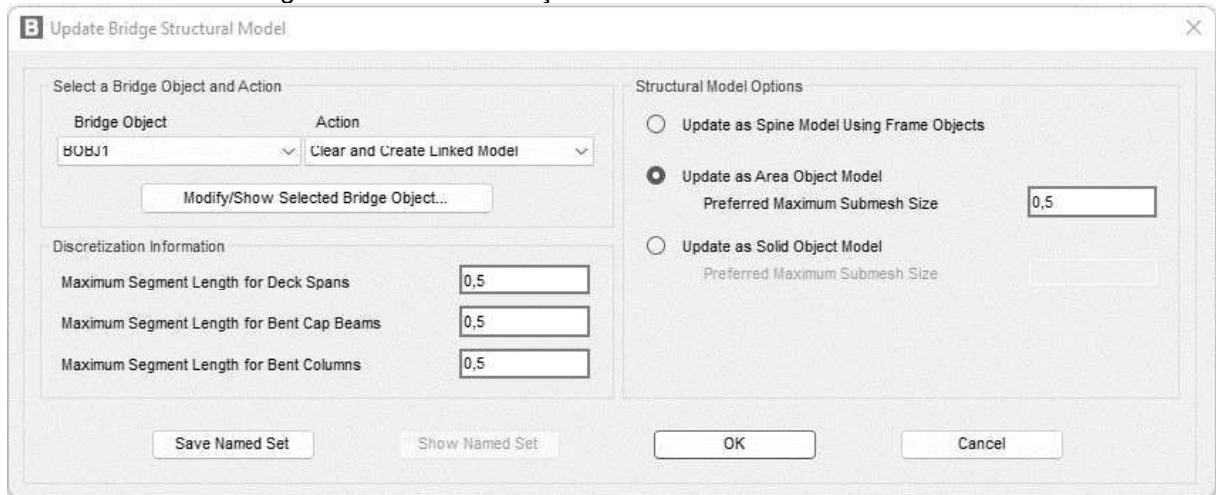
A - Representação da cortina de fechamento no software

B - Espessura adotada
Fonte: O autor.

D.3.1.5 – Calibração do modelo

A discretização do modelo foi feita com as dimensões (em metros) descritas na Figura 0.62.

Figura 0.62 – Discretização do modelo de elementos finitos.



Fonte: O autor.

Todos os apoios são de Neoprene, com suas propriedades apresentadas na Figura 0.63, cujo valor de mola para translação horizontal nas direções U2 e U3 foram estimados, uma vez que não foi possível obter as dimensões exatas do aparelho.

Figura 0.63 – Propriedades do Neoprene.

B Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name: _____

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
Fixed	2500,	2500,			

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
Fixed	0,	0,			

Shear Distance from End J

U2: 0,

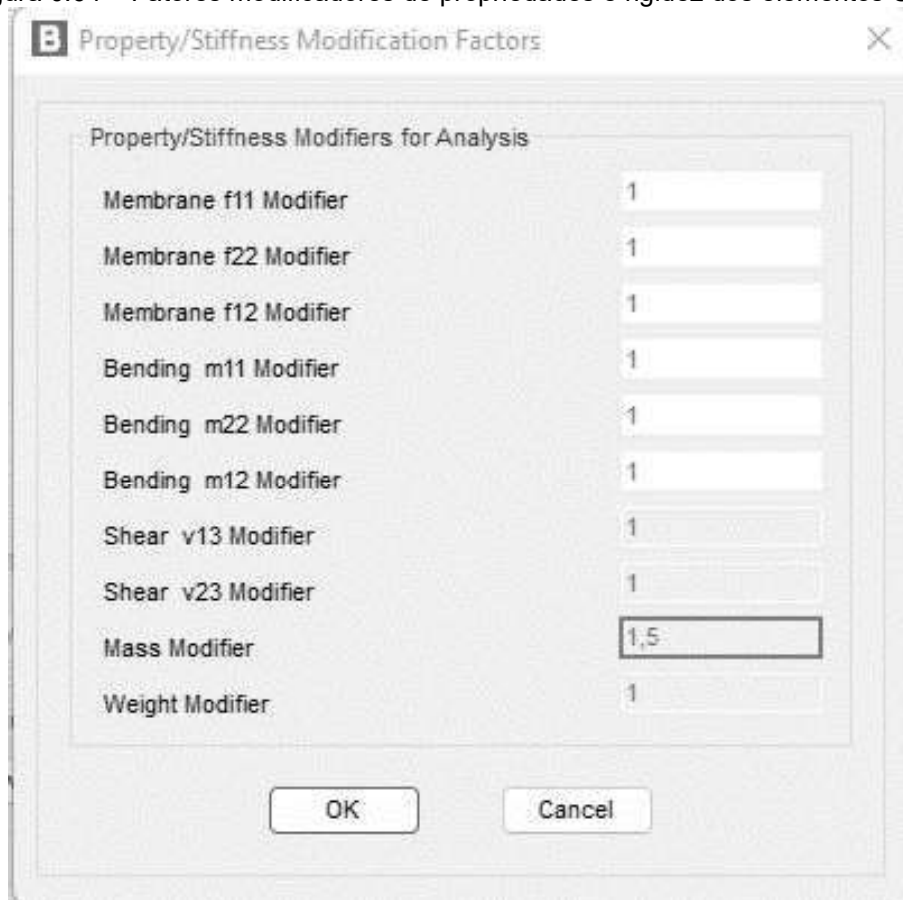
U3: 0,

Units: KN, m, C

OK Cancel

Fonte: O autor.

Para a análise modal, a massa da estrutura (dos elementos shell) foi aumentada em 50% (Figura 0.64), afim de representar o peso do veículo que transpôs a ponte durante o ensaio, das defensas, da pavimentação, etc., uma vez que a camada de pavimentação e as defensas inseridas nas propriedades da seção transversal do tabuleiro não são computados na análise modal do software.

Figura 0.64 – Fatores modificadores de propriedades e rigidez dos elementos *Shell*.

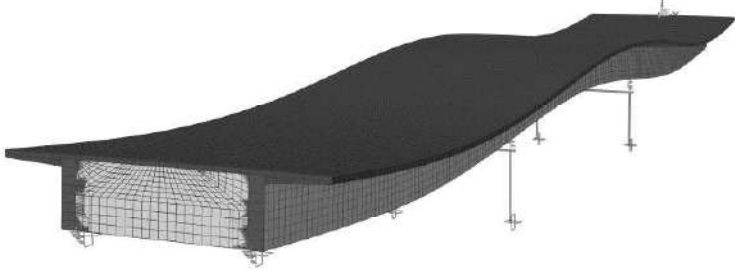
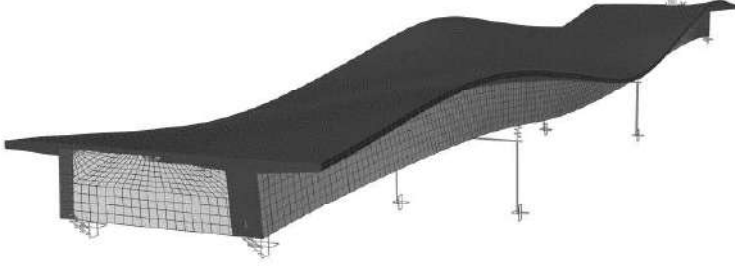
The image shows a software dialog box titled "Property/Stiffness Modification Factors". It contains a list of modifiers for analysis, each with a corresponding input field. The "Mass Modifier" field is highlighted with a black border and contains the value "1,5".

Modifier	Value
Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	1,5
Weight Modifier	1

Fonte: O autor.

Os principais modos de vibração da estrutura (flexional e torcional) estão apresentados na Tabela 0.10.

Tabela 0.10 – Modos de vibração do modelo de elementos finitos, conforme o aumento da massa do sistema.

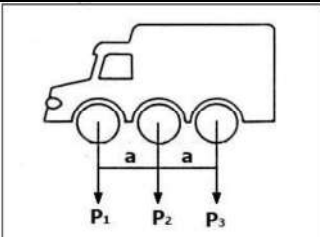
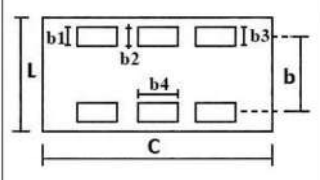
Modo	Tipo	Frequência (Hz)
4°		8,06
6°		9,79

Fonte: O autor.

D.3.2 – Veículo analisados

Com o modelo de elementos finitos ajustado, analisou-se, a carga móvel rodoviária padrão da normatização atual (ABNT NBR 7188, 2013), a TB-450, conforme a Tabela 0.11.

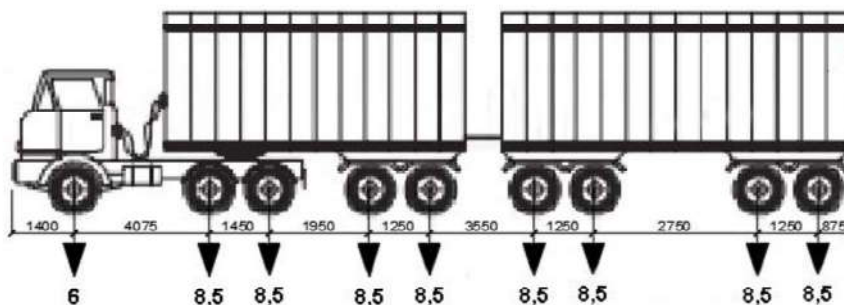
Tabela 0.11 – Trem-tipo analisado

	Unidade	TB-450
	P_{total}	kN 450
	P_1	kN 75
	P_2	kN 75
	P_3	kN 75
	C	m 6,0
	L	m 3,0
	b_1	m 0,50
	b_2	m 0,50
	b_3	m 0,50
	b_4	m 0,2
	a	m 1,5
	b	m 2,0

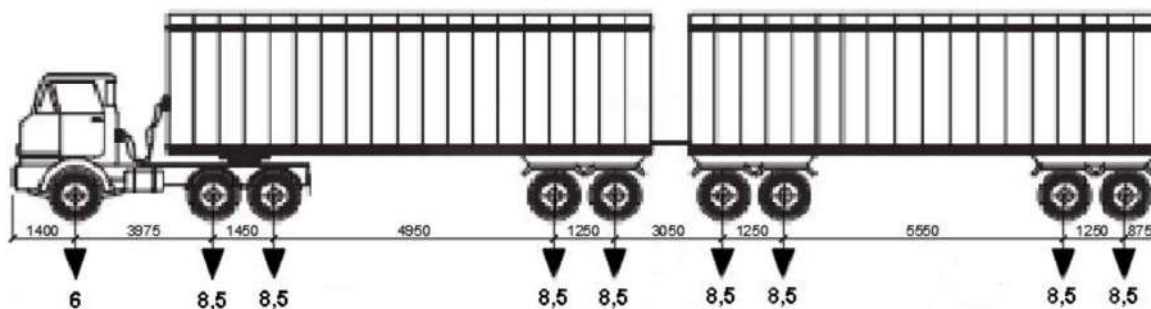
Fonte: O autor.

Analisou-se também alguns veículos presentes no estudo de El Debs et al (2004), conforme a Figura 0.65, além de mais três veículos mais atuais apresentados na Figura 0.66.

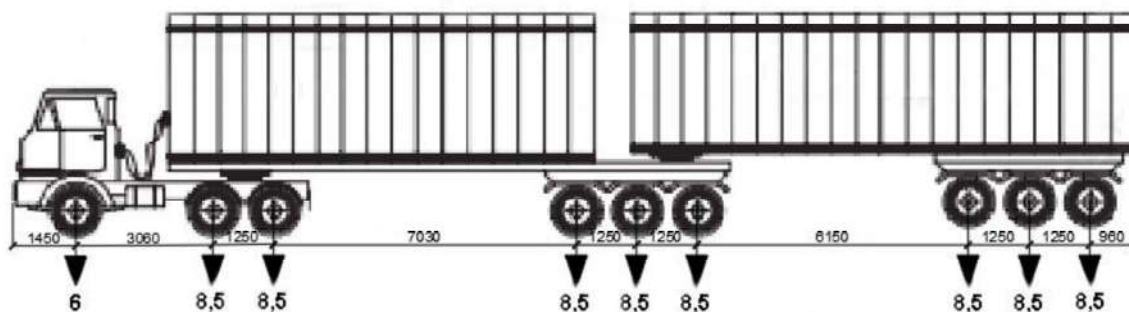
Figura 0.65 - Veículos analisados no estudo de El Debs et al (2004).



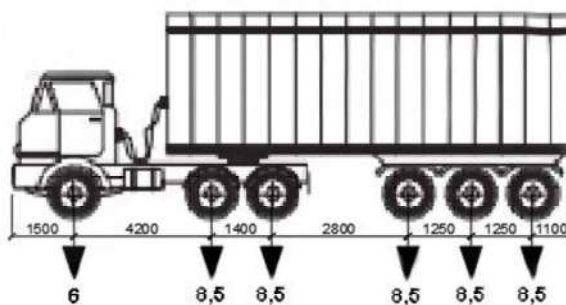
A - Rodotrem (74 ton) – 19,80 m de comprimento (RT 74/20)



B - Rodotrem (74 ton) – 25,00 m de comprimento (RT 74/25)



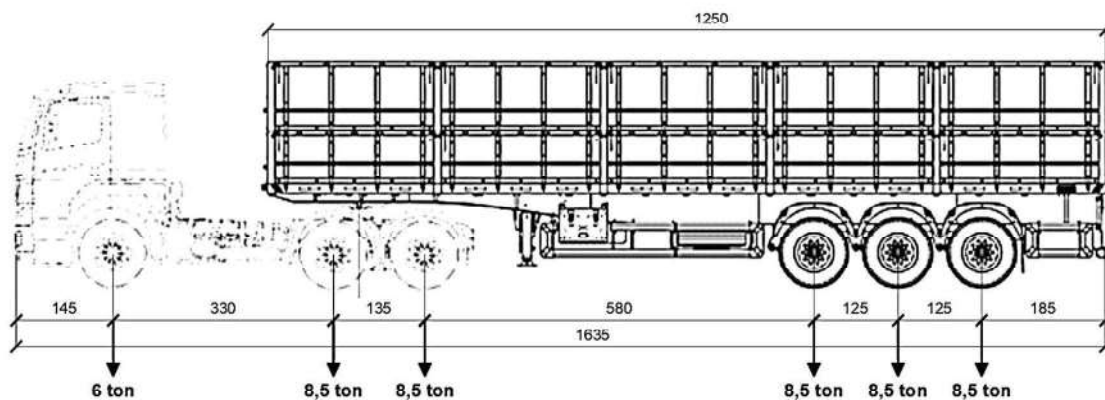
C - Bitrem (74 ton) – 24,90 m de comprimento (BT 74/25)



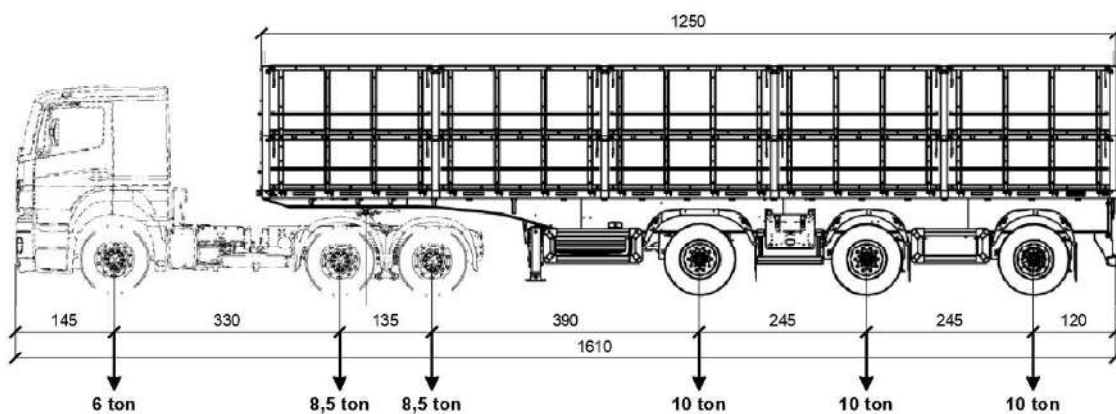
D - Caminhão basculante (48,5 ton) – 13,50 m de comprimento (B 49/14)

Fonte: Adaptado de El Debs et al (2004).

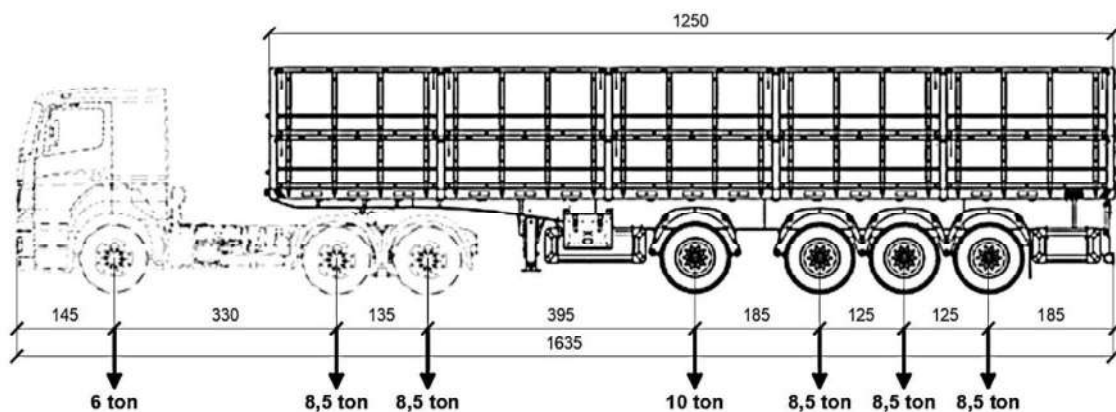
Figura 0.66 – Outros CVC's analisados.



A - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3S3) – 48,5 toneladas



B - Caminhão trator trucado + semi-reboque (3I3) – 53 toneladas



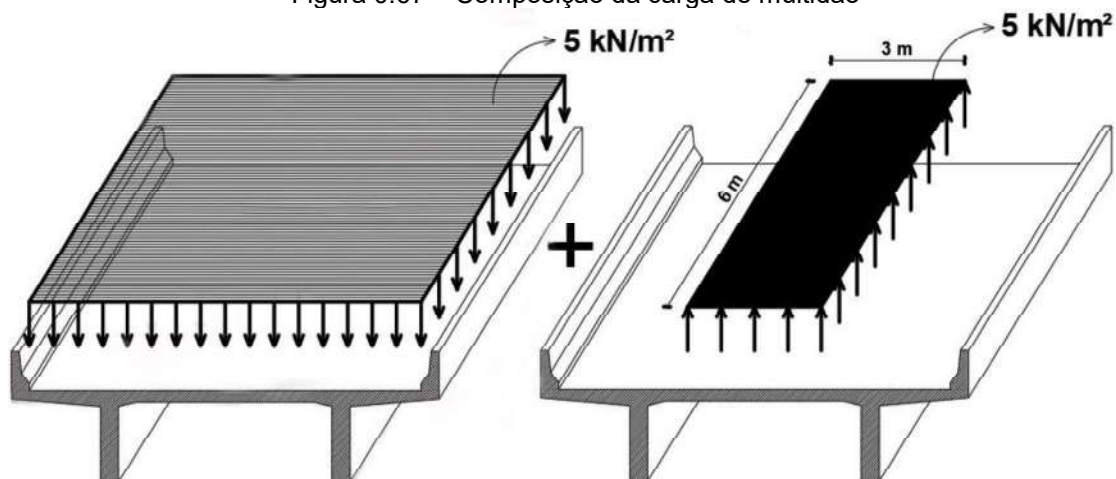
C - 3S3 + 4º eixo - 58,5 toneladas

Fonte: Adaptado de Noma (2022).

Todos os veículos foram analisados em conjunto com a carga de multidão. O software CSIBridge v23 considera a carga de multidão distribuída em faixas perpendiculares ao eixo longitudinal da ponte. A carga é distribuída ao longo de toda a faixa, incluindo a região ocupada pelo veículo-tipo. Para compatibilização com a normatização brasileira, onde a carga de multidão não é colocada nessa região, será feita uma superposição de efeitos.

A carga de multidão será composta de duas partes: uma aplicada em toda a largura do tabuleiro, exceto na região das defensas, e outra aplicada na área do veículo-tipo, porém com sentido contrário (Figura 0.67).

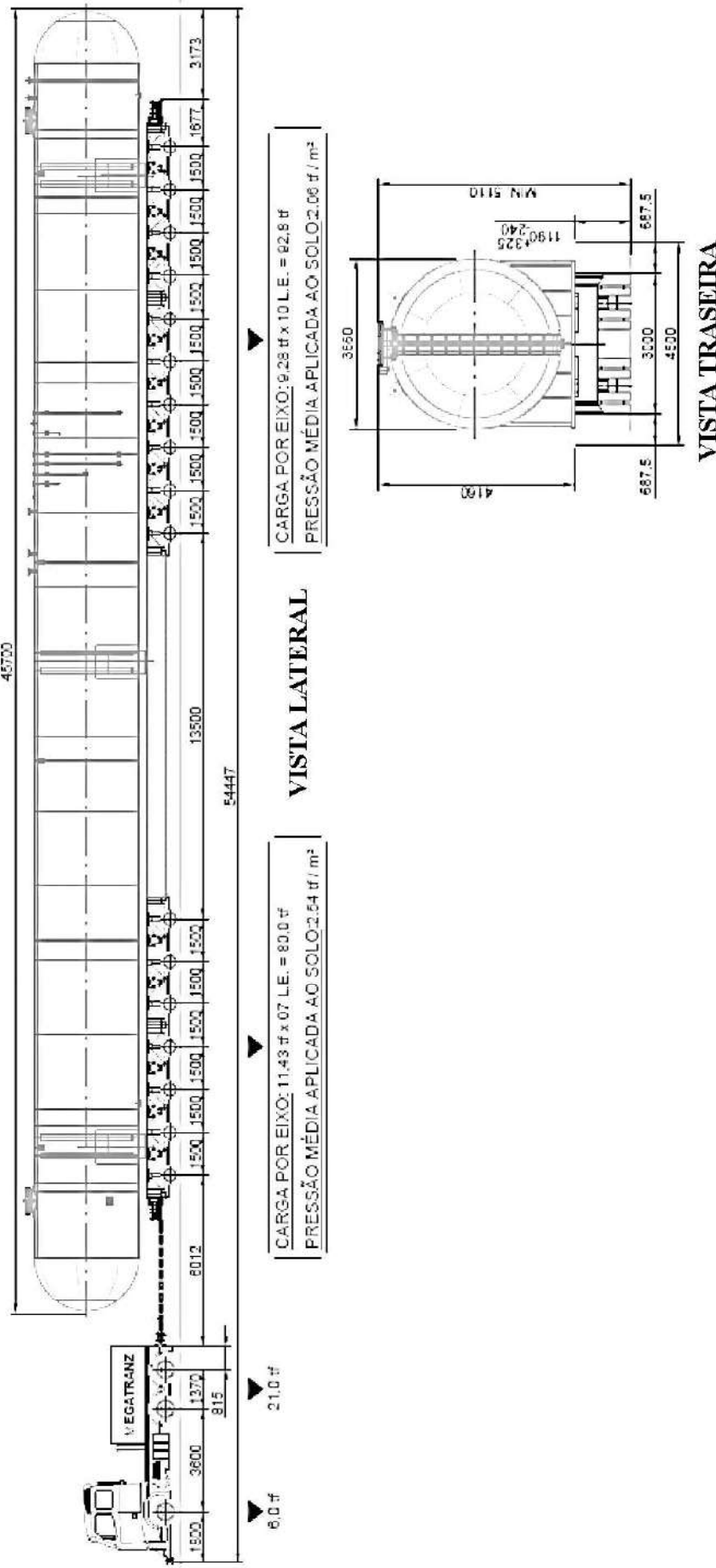
Figura 0.67 – Composição da carga de multidão



Fonte: O autor

Um Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis, que possui um peso bruto total (PBT) de 199,800 toneladas (Figura 0.68) também foi analisado. Ressalta-se que para análise das solicitações deste veículo, não foram considerados o coeficiente de impacto nem a carga de multidão.

Figura 0.68 – Conjunto Transportador de Cargas Especiais Indivisíveis com PBT de 199,8 toneladas (PBT 200).



Fonte: O autor.

Na Tabela 0.12 são apresentadas as solicitações características críticas devido ao carregamento móvel para cada veículo, e sua relação com as solicitações características críticas do trem-tipo de projeto. Percebe-se que todos os veículos possuem as solicitações superiores às solicitações do trem-tipo de projeto, sendo o momento fletor negativo característico o mais crítico.

Tabela 0.12 – Solicitações devido ao carregamento móvel no modelo de elementos finitos.

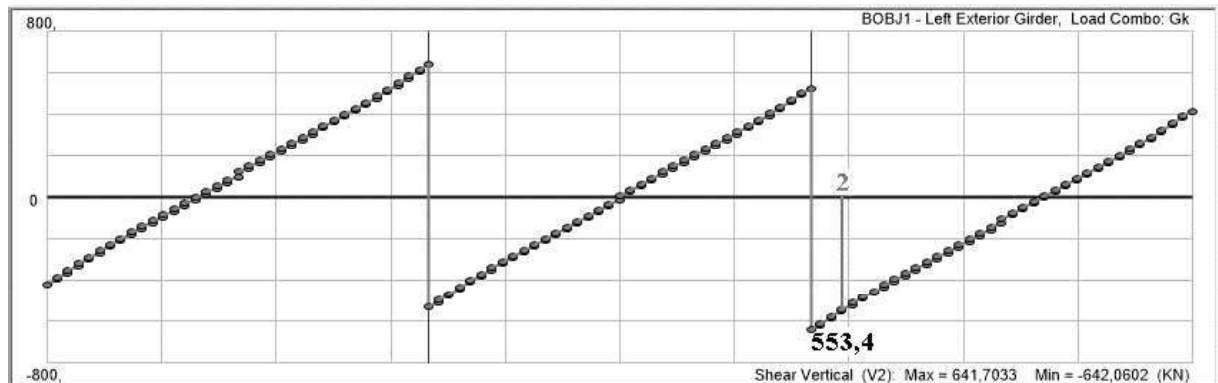
VEÍCULO	SEÇÃO 2		SEÇÃO 1		SEÇÃO 6	
	V _{qk} (kN)		M _{qk} (kN.m)		M _{qk} (kN.m)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
TB-450	-16,5	+340,7	-958,9	+161,2	-206,2	+942,5
RT 74/20	-26,4	+487,5	-1356,9	+230,0	-292,0	+1217,2
RT 74/25	-23,4	+434,6	-1257,0	+200,8	-248,2	+1066,6
BT 74/25	-22,7	+437,2	-1267,2	+206,3	-247,7	+1062,3
B 49/14	-21,5	+457,0	-1205,2	+215,5	-275,3	+1208,9
3I3	-20,9	+395,7	-1084,2	+184,0	-234,1	+987,4
3S3	-21,2	+410,3	-1143,6	+184,2	-235,5	+1053,8
3S3 + 4º eixo	-23,6	+484,0	-1235,8	+223,2	-285,7	+1246,8
PBT 200	-43,3	+598,0	-1545,8	+309,7	-345,3	+1540,0

Fonte: O autor.

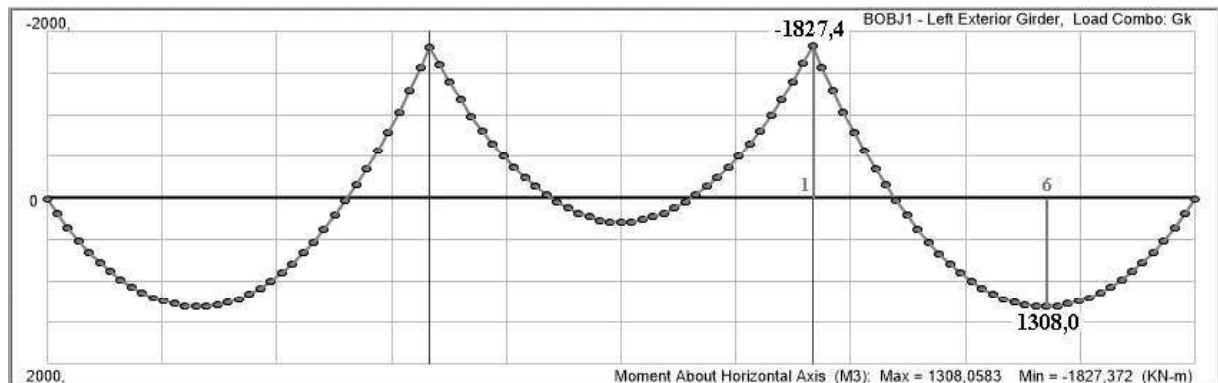
D.3.3 – Solicitações devido ao carregamento permanente no MEF

Na Figura 0.69 são apresentados os diagramas de esforço cortante (DEC) e de momento fletor (DMF) característicos para o carregamento permanente obtidos via modelo de elementos finitos.

Figura 0.69 – DEC e DMF para o carregamento permanente via MEF.



A - DEC



B - DMF

Fonte: O autor.

D.3.4 – Modelos de análise da segurança estrutural

Uma das formas de avaliar a segurança estrutural é por meio do *Rating Factor*, calculado de acordo com a Equação 0.69. O método consiste basicamente em calcular a relação entre a resistência da seção analisada ao carregamento móvel e as solicitações devido ao veículo analisado. Logo, quando o resultado é maior do que 1,0, a estrutura está segura para a transposição do veículo analisado.

$$RF = \frac{\phi \cdot R_d - \gamma_G \cdot G_k}{\gamma_Q \cdot Q_k \cdot \phi} \quad 0.69$$

onde,

ϕ - Fator de redução da capacidade;

R_d – Resistência de projeto;

γ_G – Coeficiente de majoração das ações permanentes devido ao peso próprio;

G_k – Valor característico da ação permanente devido ao peso próprio;

γ_Q – Coeficiente de majoração das ações variáveis;

Q_k – Valor característico da ação variável;

φ – Coeficiente de amplificação dinâmica (Coeficiente de Impacto).

A ABNT NBR 7187 (2021) permite, para obras rodoviárias existentes sem limitações estruturais identificadas, a redução dos coeficientes de majoração dos esforços (γ_G e γ_Q), desde que sejam atendidas as seguintes condições:

- Classificação igual ou superior a 4 para parâmetros estruturais e de durabilidade, obtida em inspeção especial, conforme a ABNT NBR 9452 (2019). A confirmação da classificação estrutural deve sempre ser feita mediante a uma verificação estrutural, considerando a caracterização geométrica e dos materiais na condição atual;
- Casos de inexistência de limitação de acesso a todos os elementos estruturais, exceto quando forem adotadas providências destinadas a sanar essa deficiência;
- Obras com bom desempenho estrutural, no mínimo ao longo de 30 anos após o início da operação, obrigatoriamente comprovado por meio de verificação estrutural.

Quando atendidos integralmente todos os requisitos acima, permite-se a adoção dos coeficientes de majoração dos esforços apresentados na Tabela 0.13.

Tabela 0.13 – Coeficientes de majoração das ações.

Ações permanentes agrupadas (γ_G)	Ações variáveis (γ_Q)
1,20	1,35

Fonte: O autor.

O coeficiente de impacto (φ) é calculado conforme a ABNT NBR 7188 (2013), o qual é composto por três parcelas (Equações 0.70, 0.71, 0.72, 0.73 e 0.74): o Coeficiente de Impacto Vertical (CIV), o Coeficiente de Número de Faixas (CNF) e o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA). Para o estudo, o CIA será desconsiderado, pois trata da verificação da segurança das seções críticas para momento fletor e esforço cortante.

$$\varphi = \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA} \quad 0.70$$

$$\text{CIV} = 1,35 \quad \ell < 10 \text{ m} \quad 0.71$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{CIV} = 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{\ell + 50} \right) & \begin{array}{l} 10 \leq \ell \\ < 200 \text{ m} \end{array} & 0.72 \\
 \text{CNF} = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) > 0,9 & & 0.73 \\
 \text{CIA} = 1,0 & & 0.74
 \end{array}$$

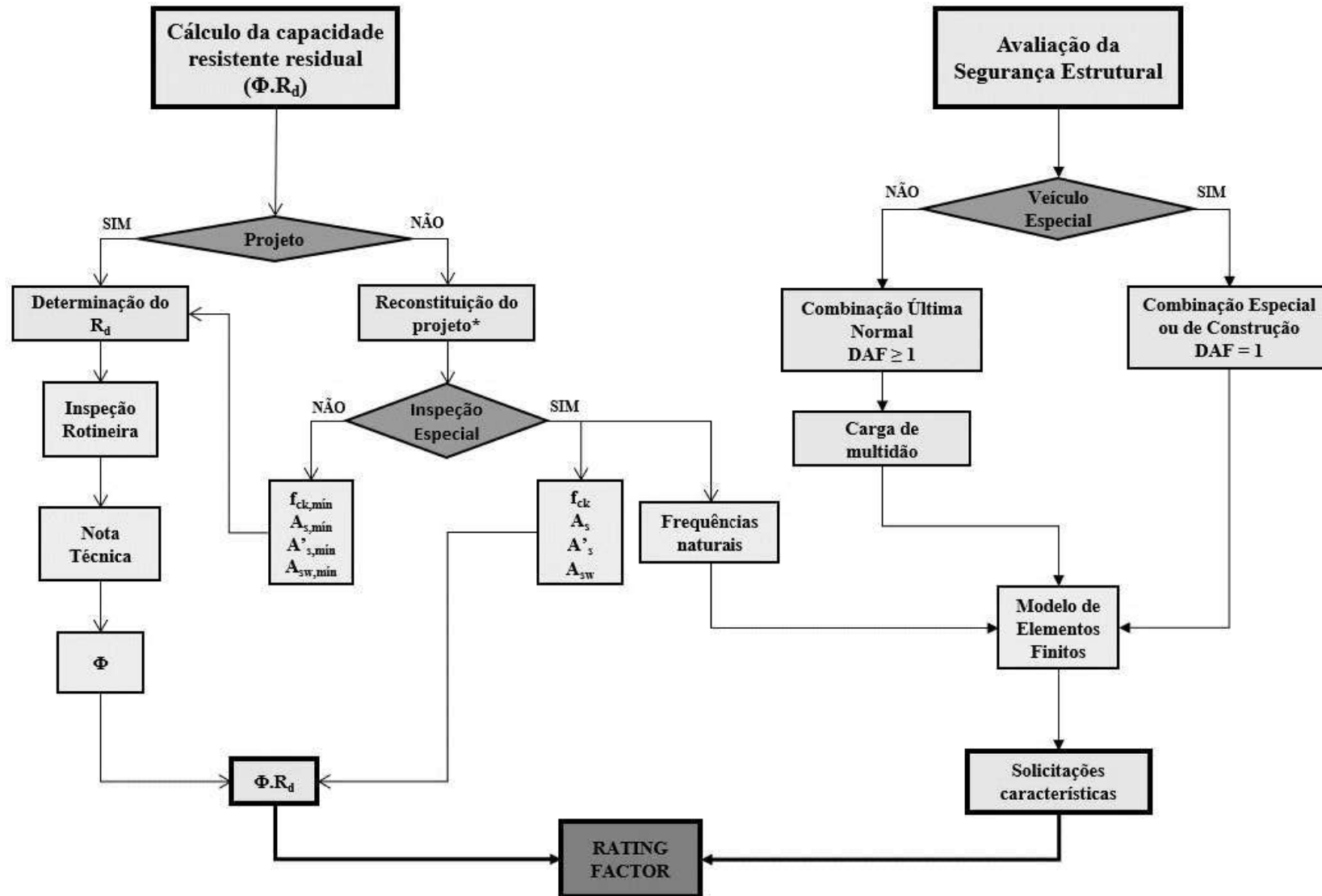
Percebe-se que para o cálculo do Rating Factor é necessário a obtenção de dois itens, a capacidade resistente residual do elemento estrutural ($\emptyset \cdot R_d$) e as solicitações características para o veículo em análise. Desse modo, desenvolveu-se uma metodologia para obtenção do *Rating Factor*, considerando dois caminhos de análise, conforme a Figura 0.70.

A obtenção da capacidade resistente residual depende da existência do projeto da estrutura e da realização de ensaios experimentais. Para o estudo, não se tem disponível o projeto da ponte, portanto a obtenção da capacidade resistente residual será feita por dois modelos, o primeiro sem a utilização de ensaios experimentais e o segundo com a utilização destes ensaios.

Para o primeiro caminho de análise, é obtido o fator de redução da capacidade (\emptyset) por meio da nota técnica atribuída a ponte. Já o segundo caminho, o fator de redução da capacidade está embutido no cálculo da capacidade resistente obtida a partir dos dados de ensaios experimentais. Ressalta-se que a resistência de projeto (R_d) sempre deve ser obtida conforme a normatização vigente.

O *Rating Factor* foi avaliado para o esforço cortante resistente de cálculo e para os momentos fletores resistentes de cálculo positivos e negativos. O resultado final é o menor valor entre os três analisados.

Figura 0.70 – Fluxograma de análise da segurança estrutural de pontes rodoviárias.



Fonte: O autor.

D.3.4.1 – Resistência de projeto (R_d) conforme o $f_{ck,previsto}$

O esforço resistente de projeto é calculado a partir das armaduras mínimas e da resistência característica à compressão do concreto prevista, obtidas com a reconstituição do projeto, adequando-se às recomendações da normatização atual brasileira.

Não houve modificações da ABNT NBR 6118 (2003) para a ABNT NBR 6118 (2014) no dimensionamento das armaduras de flexão, portanto, o momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$) na seção 6 é igual ao momento fletor de cálculo utilizado para a obtenção da armadura, conforme a Equação 0.75.

$$M_{Rd,teórico} = 5096,2 \text{ kN.m} \quad 0.75$$

Analogamente ao momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,teórico}$) na seção 1, na Equação 0.76 é mostrado o momento fletor resistente teórico, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,teórico}$).

$$M'_{Rd,teórico} = -4879,5 \text{ kN.m} \quad 0.76$$

Analogamente ao momento fletor, o esforço cortante resistente teórico ($V_{Rd,teórico}$) na seção 2 é dado pelo esforço cortante de cálculo crítico (Equação 0.77).

$$V_{Rd,teórico} = 1824,3 \text{ kN} \quad 0.77$$

D.3.4.2 – Resistência de projeto (R_d) conforme o $f_{ck,ext,seg}$

Para o cálculo da resistência, a ABNT NBR 6118 (2014) permite que o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), tomado igual a 1,4, seja dividido por 1,1 no caso de testemunhos extraídos da estrutura.

Analogamente ao item anterior, tem-se que o momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal positiva ($M_{Rd,real}$) na seção 6 é dado pela Equação 0.78.

$$M_{Rd,real} = 5130,7 \text{ kN.m} \quad 0.78$$

O momento fletor resistente real, para a armadura longitudinal negativa ($M'_{Rd,real}$) n seção 1 é dado pela Equação 0.79.

$$M'_{Rd,real} = -5096,3 \text{ kN.m} \quad 0.79$$

Analogamente ao item anterior, tem-se que o esforço cortante resistente real, para a armadura transversal ($M_{Rd,real}$) na seção 2 é dado pela Equação 0.80.

$$V_{Rd,real} = 2168,9 \text{ kN} \quad 0.80$$

D.3.4.3 – Modelo I

O fator de redução da capacidade (ϕ) para o Método Esloveno é dado pela Equação 0.81.

$$\phi = B_R \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta_c \cdot V} \quad 0.81$$

onde,

B_R – Relação entre as resistências médias verdadeira e de projeto da seção crítica, tomado como 1;

α_R – Fator de deterioração da ponte, representando a condição da ponte conforme a Tabela 0.14;

β_c – Valor alvo do índice de segurança, tomado como 3,5 para a vida útil normal e 2,5 para vida útil limitada (até 6 anos ou até a próxima inspeção principal);

V - Coeficiente de variação da resistência do membro, tomado como 10% quando calculado através de experimentos, 15% quando baseado em informações de projeto e 20% se uma informação menos confiável for utilizada.

Tabela 0.14 – Fator de deterioração segundo o método esloveno.

Classe	Condição inspecionada	Intervenções necessárias	Fator de condição (R_c)	α_R
1	Muito boa	Sem serviço de manutenção/reparo necessário	< 5	0,3
2	Boa	Serviço de manutenção regular necessário	3 a 10	0,4
3	Satisfatória	Serviço de manutenção/reparo intensificado dentro de 6 anos	7 a 15	0,5
4	Tolerável	Serviço de reparo substancial necessário dentro de 3 anos	12 a 25	0,6
5	Inadequada	Reparo e postagem imediata necessários	22 a 35	0,7
6	Crítica	Fechamento imediato e reparo/reforço necessários	> 30	0,8

Fonte: O autor.

Para a ponte em estudo, obteve-se um fator de condição (R_c) de aproximadamente 6, portanto a ponte se enquadra na classe 2 (Boa) conforme Tabela 0.14, onde tem-se um fator de deterioração (α_R) de 0,4. O valor alvo do índice de segurança (β_c) foi tomado como 3,5, pois trata-se de vida útil normal. Baseado em experimentos, o valor do coeficiente de variação de resistência (V) é tomado como 10%. Portanto, o fator de redução da capacidade (ϕ) para o método esloveno é dado pela Equação 0.82.

$$\phi = 0,87 \quad 0.82$$

O fator de redução da capacidade (ϕ) para o Método Lituano pode ser calculado conforme a Equação 0.83.

$$\phi = \frac{1}{e^{\alpha_R}} \quad 0.83$$

onde,

α_R – Fator de deterioração dos elementos da ponte, conforme a condição das estruturas resistentes da ponte (Tabela 0.15).

Tabela 0.15 – Fator de deterioração para o método lituano (α_R).

Classificação da ponte (Pontos)	α_R
5	0,05
4	0,10
3	0,20
2	0,25
1	0,35

Fonte: O autor.

A ponte pode ser classificada em 4 pontos, portanto o fator de deterioração (α_R) é tomado como 0,10. Portanto o fator de redução da capacidade (\emptyset) para o método Lituano é dado pela Equação 0.84.

$$\emptyset = 0,90 \quad 0.84$$

O fator de redução da capacidade (\emptyset) para o Método Americano pode ser calculado conforme a Equação 0.85.

$$\emptyset = \Phi_c \cdot \Phi_s \cdot \Phi \quad 0.85$$

onde,

Φ_c – Fator de condição, conforme a Tabela 0.16;

Φ_s – Fator do sistema, conforme a Tabela 0.17;

Φ – Fator de resistência, tomado como 1 quando nenhuma análise for realizada.

Tabela 0.16 – Fator de condição (Φ_c).

Condição estrutural do componente	Φ_c
Bom ou satisfatório	1,00
Regular	0,95
Ruim	0,85

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

Tabela 0.17 - Fator do sistema (Φ_s).

Item	Tipo de superestrutura	Φ_s
1	Membros soldados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,85
2	Membros rebitados em pontes de duas vigas/treliça/arco	0,90
3	Membros de múltiplas barras em pontes treliçadas	0,90
4	Pontes de três vigas com espaçamento entre vigas de 6 ft (1,83 m)	0,85
5	Pontes de quatro vigas com espaçamento entre vigas \leq 4 ft (1,22 m)	0,95
6	Demais pontes em viga e pontes em laje	1,00
7	Vigas de piso com espaçamento $>$ 12 ft (3,66 m) e longarinas não-contínuas	0,85
8	Subsistemas de longarinas redundantes entre vigas de piso	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2018).

A AASHTO (2018) recomenda que seja obedecida a Equação 0.86.

$$\Phi_c \cdot \Phi_s \geq 0,85 \quad 0.86$$

O tipo da superestrutura do viaduto se enquadra no item 6 da Tabela 0.19 ($\Phi_s = 1,00$), podendo-se adotar uma condição estrutural regular ($\Phi_c = 0,95$), portanto o fator de redução da capacidade (Φ) para o método Americano é dado pela Equação 0.87.

$$\Phi = 0,95 \quad 0.87$$

Para a classe de projeto, a Classe 45, as Equações 0.88, 0.89 e 0.90 representam o RF para o momento fletor positivo, momento fletor negativo, e esforço cortante, respectivamente, para o método esloveno conforme o Modelo I.

$$\text{Momento fletor positivo: } RF = \frac{0,87 \cdot 5096,2 - 1,20 \cdot 1308,0}{1,35 \cdot (1,32 \cdot 942,5)} = 1,70 \quad 0.88$$

$$\text{Momento fletor negativo: } RF = \frac{0,87 \cdot 4879,5 - 1,20 \cdot 1827,4}{1,35 \cdot (1,32 \cdot 958,9)} = 1,20 \quad 0.89$$

$$\text{Força cortante: } RF = \frac{0,87 \cdot 1824,3 - 1,20 \cdot 553,4}{1,35 \cdot (1,32 \cdot 340,7)} = 1,52 \quad 0.90$$

O RF de cada veículo para o Modelo I está descrito na Tabela 0.18, conforme os três métodos.

Tabela 0.18 – Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo I.

Veículo	Método Esloveno	Método Lituano	Método Americano
TB-450	1,20	1,30	1,43
RT 74/20	0,85	0,92	1,01
RT 74/25	0,92	0,99	1,09
BT 74/25	0,91	0,98	1,08
B 48,5/14	0,95	1,04	1,14
3I3	1,06	1,15	1,26
3S3	1,01	1,09	1,20
3S3 + 4º eixo	0,93	1,01	1,11
PBT 200	0,98	1,06	1,17

Fonte: O autor.

Percebe-se que os métodos para o cálculo do fator de redução da capacidade (\emptyset) foram conservadores, especialmente os métodos esloveno e lituano, mostrando que nem os veículos da classe de projeto da ponte podem transpor com segurança o viaduto. Segundo o método esloveno, para uma ponte da classe 1 (muito boa) com vida útil normal e com aspectos relacionados à variação da resistência do membro calculados a partir de experimentos, o valor do \emptyset é de 0,90. Para o método lituano, para uma ponte da classe 5, o valor de \emptyset é de 0,95. Através desses cálculos, percebe-se que mesmo para pontes em excelentes condições existe uma redução considerável da resistência para o cálculo do *Rating Factor*.

D.3.4.4– Modelo II

O modelo II avalia a segurança com base nos dados da resistência dos testemunhos extraídos da estrutura e na armadura mínima adotada na época de projeto, sendo mais realista.

Valores do RF dos veículos analisados estão descritos na Tabela 0.19, mostrando com mais precisão a segurança da estrutura. Ressalta-se que com o acesso aos dados de projeto do viaduto permitiria avaliar com uma maior precisão a segurança de todas as seções da ponte, pois, na reconstituição do projeto, as armaduras e o f_{ck} de projeto foram adotados como os valores mínimos segundo a normatização da época de projeto, que geralmente são menores do que os realmente adotados no projeto.

Tabela 0.19 - Análise do *Rating Factor* dos veículos, conforme o Modelo II.

Veículo	RF
TB-450	1,70
RT 74/20	1,20
RT 74/25	1,30
BT 74/25	1,29
B 48,5/14	1,35
3I3	1,50
3S3	1,43
3S3 + 4º eixo	1,32
PBT 200	1,39

Fonte: O autor.

D.4 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. **The Manual for Bridge Evaluation**, 2018. Disponível em: <www.transportation.org>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2007. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro. 2021. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro. 2021. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro. 2013. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7584 - Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2012. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 7680-1 - Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão**. Rio de Janeiro. 2015. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em:

<www.abnt.org.br>.

ABNT. **ABNT NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2019. Disponível em: <www.abnt.org.br>.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em Concreto Armado: Análise e Dimensionamento**. 1. ed. São Paulo: BLUCHER, 2019.

COST 345, Procedures Required for the Assessment of Highway Structures, 2007. <http://www.cordis.lu/cost-transport/home.html>.

DNIT. **IPR 709 - Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Rio de Janeiro. 2004.

EL DEBS, M. K. et al. **Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as obras de arte da rede viária do DER-SP**. São Carlos: EESC-USP, 2001. (Relatório Técnico).

FHWA. **Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges**. Washington, D. C. 1995. Disponível em: <<https://highways.dot.gov/>>.

NOMA. Disponível em: < <https://www.nomadobrasil.com.br/>>. Acesso em: 12 out. 2022.

WHITEHURST, E. A. W. **The Soniscope - a Device for Field Testing of Concrete**, 1951.