

**AVALIAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE TABULEIRO
METÁLICO ORTOTRÓPICO POR ANÁLISE NUMÉRICA E
ENSAIOS DE CAMPO: ESTUDO DE CASO DA PONTE DE
OSCAR NIEMEYER**

RONALDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA-DF

2025

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURA E CONSTRUÇÃO
CIVIL

AVALIAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE TABULEIRO METÁLICO
ORTOTRÓPICO POR ANÁLISE NUMÉRICA E ENSAIOS DE CAMPO:
ESTUDO DE CASO DA PONTE DE OSCAR NIEMEYER

RONALDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

ORIENTADOR: JOSÉ LUÍS VITAL DE BRITO, DSc.
COORIENTADOR: GUILHERME SANTANA ALENCAR, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA/DF

2025

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURA E CONSTRUÇÃO
CIVIL

AVALIAÇÃO ESTATICA E DINÂMICA DE TABULEIRO METÁLICO
ORTOTRÓPICO POR ANÁLISE NUMÉRICA E ENSAIOS DE CAMPO:
ESTUDO DE CASO DA PONTE DE OSCAR NIEMEYER

RONALDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL (PECC), COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. José Luís Vital de Brito, DSc. (ENC-UnB)
(Orientador)

Prof. Guilherme Santana Alencar, DSc. (ENC-UnB)
(Coorientador)

Prof. Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, DSc. (ISEP-IPP)
(Examinador Externo 1)

Prof. Marcus Vinicius Girão de Moraes, Dr. Univ. (ENM-UnB)
(Examinador Externo 2)

BRASÍLIA
2025

FICHA CATALOGRÁFICA

ALMEIDA, RONALDO OLIVEIRA

Avaliação Estática e Dinâmica de Tabuleiro Metálico Ortotrópico por Análise Numérica e Ensaio de Campo: Estudo de Caso da Ponte de Oscar Niemeyer [Distrito Federal] 2025.

XXIV, 123p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2025)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC).

- | | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| 1. Ponte rodoviária | 2. Oscar Niemeyer |
| 3. Tabuleiro ortotrópico | 4. Método dos elementos finitos |
| 5. Avaliação estática e dinâmica | |

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALMEIDA, R. O. (2025). Avaliação Estática e Dinâmica de Tabuleiro Metálico Ortotrópico por Análise Numérica e Ensaio de Campo: Estudo de Caso da Ponte de Oscar Niemeyer. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 123p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Ronaldo Oliveira de Almeida.

TÍTULO: Avaliação Estática e Dinâmica de Tabuleiro Metálico Ortotrópico por Análise Numérica e Ensaio de Campo: Estudo de Caso da Ponte de Oscar Niemeyer.

GRAU: Mestre

ANO: 2025

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Ronaldo Oliveira de Almeida
E-mail: eng.ronaldo.almeida@gmail.com

Dedico este trabalho à minha família, pelo apoio e amor constantes. Em especial, à minha esposa Adriana, por sua paciência, dedicação e apoio incondicional, e ao meu filho Athos, pela inspiração e alegria que trouxe ao longo desta jornada.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus, que me abençoou e iluminou durante toda esta caminhada, proporcionando as condições necessárias para que eu chegasse até aqui. Sua presença guiou meus passos, mostrando os caminhos certos a seguir.

Aos meus pais, José e Rosangela, por todo amor, suporte e ensinamentos que me deram ao longo da vida. Aos meus irmãos, Rodrigo, Rodolfo e Rogério, que, mesmo à distância, sempre estiveram presentes com seu apoio incondicional, incentivando-me em cada etapa desta jornada.

À minha esposa, Adriana, minha companheira incansável, que esteve ao meu lado em todos os momentos, oferecendo apoio, compreensão, carinho e incentivo. Seu amor e dedicação foram fundamentais para que eu superasse os desafios deste percurso.

Ao meu filho, Athos, cuja companhia e carinho tornaram essa caminhada ainda mais especial. Sua presença, até mesmo assistindo aulas comigo, foi uma fonte de motivação e alegria que jamais esquecerei.

Ao meu orientador, Professor José Luís Vital de Brito, e ao meu coorientador, Professor Guilherme Alencar, pela paciência, dedicação e por todo o conhecimento transmitido. Seus ensinamentos, apoio e contribuições foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho, e sou imensamente grato por todo o auxílio ao longo desta trajetória.

Ao meu tio, Professor Pedro Almeida, por sempre ter me incentivado e guiado no caminho acadêmico, inspirando-me a seguir adiante com determinação e entusiasmo.

À minha chefe, Maruska, e aos meus colegas de trabalho, pelo apoio e compreensão ao longo desse período, contribuindo para que eu pudesse conciliar minhas responsabilidades profissionais com a realização deste trabalho.

Aos Professores Luís Veloso e Felipe Sakiyama e às colegas Geórgia Bofill e Ayalla Santos, pela valiosa colaboração nos ensaios de campo, no tratamento dos dados e na modelagem numérica, fundamentais para a obtenção de resultados confiáveis.

À Novacap, que disponibilizou os equipamentos necessários para a realização dos ensaios; à empresa Concrepoxi, e à empresa LSE pelo apoio fundamental nas etapas de execução dos ensaios;

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta dissertação, meu mais sincero agradecimento. Esta conquista não é apenas minha, mas de todos que estiveram ao meu lado, acreditando e apoiando-me nessa jornada.

“O que quer que você faça, faça bem-feito”
(Walt Disney)

RESUMO

AVALIAÇÃO ESTÁTICA E DINÂMICA DE TABULEIRO METÁLICO ORTOTRÓPICO POR ANÁLISE NUMÉRICA E ENSAIOS DE CAMPO: ESTUDO DE CASO DA PONTE DE OSCAR NIEMEYER

Autor: Ronaldo Oliveira de Almeida

Orientador: José Luís Vital Brito

Coorientador: Guilherme Santana Alencar

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, abril/2025

A Ponte Honestino Guimarães, projetada por Oscar Niemeyer em 1967 e inaugurada em 1976, é a única ponte concebida pelo renomado arquiteto que foi construída. A ponte tem um comprimento total de 440 metros, com um vão principal de 220 metros e dois vãos laterais de 110 metros. Inicialmente projetada com um sistema estrutural de concreto protendido composto por três vigas-caixão, a ponte foi planejada para ser executada inteiramente por meio de construção em balanços sucessivos. No entanto, devido a um incidente durante a instalação dos cabos de protensão, em 1971, o sistema estrutural do vão principal foi modificado para reduzir o peso próprio da estrutura. Como consequência, foi implementado um tabuleiro ortotrópico metálico de 58 metros (Viga Gerber) no meio do vão. Entre 2022 e 2024, quase cinco décadas após sua inauguração e duas décadas após o colapso da Ponte de Koror em 1996 – uma estrutura de idade e sistema estrutural semelhantes – a Ponte Honestino Guimarães foi submetida a uma grande reabilitação estrutural. Os reparos incluíram a aplicação de fibra de carbono (CFRP) nas almas do tabuleiro e colocação de cabos de protensão externos para corrigir deficiências na capacidade de cisalhamento e flexão identificadas por meio de inspeções e monitoração estrutural. Acelerômetros e extensômetros foram instalados no tabuleiro metálico do vão principal. Vibrações ambientais causadas pelo tráfego aleatório foram registradas continuamente de forma remota por um ano, enquanto um teste de carga estática foi realizado com caminhões de eixo tandem. Um modelo detalhado em elementos finitos do tabuleiro ortotrópico foi gerado utilizando o programa computacional ANSYS. Com base em dados experimentais e numéricos, análises dinâmicas foram realizadas, incluindo identificação modal estrutural e análises estáticas, quantificando as deformações induzidas pelos veículos de teste. Um algoritmo de programação linear foi implementado por meio da integração entre ANSYS e MATLAB para realizar uma atualização do modelo em elementos finitos, desenvolvido, com base nos testes de vibração ambiental realizados em campo. O estudo contribui para a compreensão do comportamento estrutural do tabuleiro ortotrópico de aço e para pesquisas futuras, fornecendo um modelo numérico calibrado do vão central metálico da ponte.

Palavras-chave: Ponte rodoviária; Oscar Niemeyer; Tabuleiro metálico ortotrópico; Método dos Elementos Finitos, Avaliação estática e dinâmica.

ABSTRACT

STATIC AND DYNAMIC EVALUATION OF AN ORTHOTROPIC STEEL DECK THROUGH NUMERICAL ANALYSIS AND FIELD TESTING: A CASE STUDY OF THE OSCAR NIEMEYER BRIDGE

Author: Ronaldo Oliveira de Almeida

Supervisor: José Luís Vital Brito

Co-supervisor: Guilherme Santana Alencar

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, April/2025

The Honestino Guimarães Bridge, designed by Oscar Niemeyer in 1967 and inaugurated in 1976, is the only bridge conceived by the renowned architect that has been constructed. The bridge has a total length of 440 meters, with a 220-meter main span and two side spans of 110 meters. Initially designed with a prestressed concrete structural system consisting of three box girders, the bridge was intended to be entirely executed using progressive cantilever construction. However, due to an incident during the installation of prestressing cables in 1971, the structural system of the main span was modified to reduce the self-weight of the structure. Consequently, a 58-meter orthotropic steel deck (Gerber Beam) was implemented in the mid-span. Between 2022 and 2024, nearly five decades after its inauguration and two decades after the collapse of the Koror Bridge in 1996 – a structure of similar age and structural system – the Honestino Guimarães Bridge was submitted to a significant structural rehabilitation. The repairs included the application of carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) sheets and external prestressing cables to address deficiencies in shear and flexural capacity identified through inspections and monitoring. Accelerometers and strain gauges were installed on the steel deck of the main span. Ambient vibrations caused by random traffic were continuously recorded remotely for one year, while a static load test was conducted using tandem axle trucks. A detailed finite element model of the steel deck using ANSYS software was generated. Based on experimental and numerical data, dynamic analyses were performed, including structural modal identification and static analyses quantifying the deformations induced by the test vehicle. A linear programming algorithm was implemented by integrating ANSYS and MATLAB to perform a model updating of the developed FE model based on ambient vibration field tests. The study contributes to the understanding of the structural behavior of the orthotropic steel deck. It contributes to future research, providing a calibrated FE model of the bridge's mid-span.

Keywords: Highway Bridge; Oscar Niemeyer; Orthotropic steel deck; Finite Element Method; Static and Dynamic Evaluation.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÃO	2
1.1.1	A PONTE MONUMENTAL (HONESTINO GUIMARÃES)	3
1.1.2	A PONTE KOROR–BABELDAOB	4
1.2	OBJETIVOS	6
1.2.1	Objetivo principal	6
1.2.2	Objetivos específicos	6
1.2.3	Organização do trabalho	7
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1	SOLUÇÕES PARA PONTES DE TABULEIRO ORTOTRÓPICO	9
2.2	MONITORAÇÃO DA SAÚDE ESTRUTURAL	10
2.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS – MEF	11
2.4	ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA	13
2.5	ANÁLISE DINÂMICA MODAL SEM AMORTECIMENTO	13
3	CASO DE ESTUDO: PONTE HONESTINO GUIMARÃES.....	16
3.1	HISTÓRICO	16
3.1.1	Projeto e Construção: 1969 a 1976.....	16
3.1.2	Reestruturação Viária: 1985	29
3.1.3	Recuperação e Reforço Estrutural: 2021 a 2024	33
3.2	DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	36
3.2.1	Tabuleiro em Concreto Armado e Protendido.....	36
3.2.2	Tabuleiro Metálico Ortotrópico.....	38
3.2.3	Geometria das Seções.....	42
3.2.4	Aparelhos de Apoio	44
4	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL	47
4.1	PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO.....	47
4.2	CONSTRUÇÃO DO MODELO	47
4.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO	53
5	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	55
5.1	ASPECTOS GERAIS	55
5.2	MONITORAÇÃO DE LONGO PRAZO	55

5.2.1	Análise Experimental da Monitoração de Longo Prazo	61
5.3	MONITORAÇÃO DE CURTO PRAZO: ANÁLISE MODAL OPERACIONAL ..	62
5.3.1	Análise Experimental da Monitoração de Curto Prazo	64
5.4	ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA	67
5.4.1	Prova de Carga Quase-Estática na Ponte Honestino Guimarães	68
5.4.2	Monitoração de deformações para passagem de caminhão individual (VP1)....	73
5.4.3	Resultados da Prova de Carga Estática	76
6	CALIBRAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL COM BASE EM ENSAIOS EXPERIMENTAIS: METODOLOGIA, RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	78
6.1	ANÁLISE DINÂMICA MODAL E CALIBRAÇÃO DIRETA E MANUAL PRELIMINAR DO MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL.....	78
6.1.1	Parâmetros dos Materiais	79
6.1.2	Resultados Calibração Direta e Manual do Modelo Numérico Computacional	80
6.2	METODOLOGIA DE OTIMIZAÇÃO BASEADO EM PROGRAMAÇÃO LINEAR.....	82
6.2.1	Procedimento Metodológico de Calibração do Modelo Numérico	84
6.2.2	Parâmetros de Atualização	87
6.3	OTIMIZAÇÃO EM PROGRAMAÇÃO LINEAR COM BASE NAS FREQUÊNCIAS NATURAIS EXPERIMENTAIS: RESULTADOS.....	88
6.4	VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO E DESLOCAMENTOS PARA CARREGAMENTO ESTATICO	90
7	CONCLUSÕES.....	93
7.1	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	93
7.2	TRABALHOS FUTUROS	94
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96
	APÊNDICE A - CÓDIGOS MATLAB UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	102
	A.1 – Rotina <i>main.m</i>: execução do processo de otimização	102
	A.2 – Função <i>fobj.m</i>: definição da função objetivo.....	103
	A.3 – Função <i>fminsearchbnd.m</i>: otimização com restrições de caixa	104

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Números de pontes brasileiras por ano de construção	3
Figura 2 - Ponte Honestino Guimarães	3
Figura 3 - Ponte Koror–Babeldaob: antes do colapso (a); após o colapso (b)	4
Figura 4 – Seções transversais da Ponte KB	5
Figura 5 - Corpo sólido e definições	12
Figura 6 - Projeto original de Oscar Niemeyer para a Ponte sobre o Lago	16
Figura 7 – Excerto do projeto original de Oscar Niemeyer para a Ponte sobre o Lago	17
Figura 8 - Projeto da Ponte sobre o Lago – Planta e Corte	18
Figura 9 – Nota introdutória da memória de cálculo original da Ponte Honestino Guimarães	19
Figura 10 – Nota de cálculo da superestrutura, da memória de cálculo original da Ponte Honestino Guimarães	20
Figura 11 - Esquema e Sistema Estrutural idealizado - Memória de Cálculo da Ponte sobre o Lago Paranoá	20
Figura 12 - Fases de construção idealizadas pela empresa SOBRENCO a partir do projeto original.....	21
Figura 13 – Projeto da Ponte Honestino Guimarães após revisão do comprimento por questões geológicas	21
Figura 14 - Obra da Ponte Honestino Guimarães paralisada, 1971.....	22
Figura 15 – Solução proposta pelo Escritório Técnico J. C. Figueiredo Ferraz Ltda. para dar prosseguimento à construção da Ponte Honestino Guimarães	23
Figura 16 – Memória de cálculo proposta por Figueiredo Ferraz para implantação de tabuleiro metálico no vão central da Ponte Honestino Guimarães	24
Figura 17 - Projeto da Ponte Honestino Guimarães (modificada) – Seção Longitudinal da Superestrutura.....	24
Figura 18 – Trecho da planta de recuperação da ponte sobre o lago do Escritório Técnico Figueiredo Ferraz.....	24
Figura 19 - Reforço com uso de protensão externa na região dos apoios centrais.....	25
Figura 20 - Reforço com uso de protensão externa na região dos apoios centrais.....	25
Figura 21 - Detalhe da solução de reforço das fundações adotada para a ponte	26
Figura 22 – Construção metálica soldada do vão central metálico em canteiro de obras	26
Figura 23 – Ponte Honestino Guimarães antes da implantação do tabuleiro metálico ortotrópico, em 1975	27
Figura 24 - Deslocamento do tabuleiro metálico para implantação no vão central da Ponte Honestino Guimarães	27
Figura 25 - Implantação do tabuleiro metálico de 58 m no vão central da Ponte Honestino Guimarães, em 1976	28

Figura 26 – Ponte Honestino Guimarães após a implantação do tabuleiro metálico ortotrópico, em 1976	28
Figura 27 - Inauguração da Ponte Honestino Guimarães, projetada por Oscar Niemeyer.....	29
Figura 28 – Evolução da população total de Brasília	30
Figura 29 – Evolução do número de veículos de 2013 a 2023.....	30
Figura 30 – Características dos veículos registrados no DF em circulação até 2023.....	31
Figura 31 - Seção transversal do tabuleiro modificada para abrigar adutoras de água	32
Figura 32 - Modificações realizadas no passeio de pedestres para colocação das adutoras de água.....	32
Figura 33 – Adutora de água exposta após demolição do passeio de pedestres, durante a obra de recuperação	32
Figura 34 – Deslocamento do guarda-rodas para o interior da pista, em 5 de janeiro de 2014	33
Figura 35 – Instalação da protensão externa fixada na alma do tabuleiro da ponte	34
Figura 36 – Aplicação de fibras de carbono na estrutura em concreto da ponte: (a) externa; (b) interna	35
Figura 37 – Substituição do revestimento asfáltico.....	36
Figura 38 – Vista panorâmica inferior do arco em concreto protendido. Detalhe para o reforço vertical na região do apoio central da margem do Lago Sul	37
Figura 39 - Alçapão de acesso ao vão central metálico.....	39
Figura 40 - Interior do tabuleiro metálico com visualização ao longo da direção longitudinal	39
Figura 41 – Apoio do tabuleiro metálico sobre o arco de concreto protendido da margem do Lago Sul.....	40
Figura 42 – Detalhe do apoio tabuleiro sobre o Dente Gerber do arco em concreto protendido	40
Figura 43 - Tabuleiro metálico em planta	41
Figura 44 - Corte longitudinal do tabuleiro metálico	41
Figura 45 - Corte transversal do tabuleiro metálico no meio do vão	41
Figura 46 - Detalhe contraventamento, perfil T transversal da mesa inferior, enrijecedores longitudinais e perfil T das paredes.....	42
Figura 47 - Detalhe do encontro entre perfil I transversal e nervura longitudinal da mesa superior	43
Figura 48 - Aparelho de apoio do vão central antes da reforma.....	44
Figura 49 - Aparelho de apoio do vão central durante a reforma.....	45
Figura 50 - Detalhe de um dos aparelhos de apoio na ponte sendo substituído	45
Figura 51 – Nova configuração dos aparelhos de apoio a partir de junho de 2023.....	46
Figura 52 - Representação do elemento shell	181
Figura 53 - Representação do elemento beam	188

Figura 54 - Detalhe interno de um dos caixões do modelo, com as seções especificadas no item 3.2.3	49
Figura 55 - Seção transversal do modelo.....	49
Figura 56 - Comparação entre um dos caixões do modelo e da estrutura real	50
Figura 57 - Laje de concreto sobre o tabuleiro metálico da ponte, em comparação a um disco de serra circular	50
Figura 58 - Detalhe da laje de concreto no modelo numérico (com renderização da volumetria)	51
Figura 59 - Detalhe das conexões entre a mesa superior metálica e a laje de concreto	51
Figura 60 - Modelo completo do vão central metálico.....	52
Figura 61 - Detalhe de uma das extremidades do tabuleiro	53
Figura 62 - Detalhes das condições de contorno da estrutura no modelo	54
Figura 63 - Representação das molas no modelo	54
Figura 64 – Layout esquemático da monitoração remota contínua da Ponte Honestino Guimarães.....	56
Figura 65 - Localização dos acelerômetros e do sistema de aquisição de dados	57
Figura 66 – Instalação do sistema de aquisição de dados na extremidade do arco em concreto protendido, da margem do Lago Sul, próximo ao Dente Gerber	57
Figura 67 – Acelerômetro A1 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, na região do apoio do arco em concreto protendido, da margem do Plano Piloto	58
Figura 68 – Acelerômetro A2 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, no meio do vão	58
Figura 69 – Acelerômetro A3 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, na região do apoio do arco em concreto protendido, da margem do Lago Sul	59
Figura 70 – Acelerômetro A4 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Sul, no meio do vão	59
Figura 71 – Densidade espectral de potência (PSD) das medições de aceleração registradas ao longo de uma hora durante a configuração experimental de longo prazo em 2022, antes das modificações da ponte	61
Figura 72 - Configurações dos acelerômetros	63
Figura 73 - Registro da fixação dos acelerômetros na alma do tabuleiro metálico.....	64
Figura 74 – Espectro PSD médio normalizado decomposto em 3 curvas utilizando o método FDD para um registro de tempo inferior a 10 minutos.....	66
Figura 75 – Modos das deformadas modais, com valores das frequências e dos amortecimentos: (a) 1º modo de flexão vertical; (b) 1º modo de torção; (c) modo de flexão acoplada aos arcos; (d) 2º modo de flexão vertical	67
Figura 76 – Arranjo A1 da prova de carga realizada pela empresa LSE: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) detalhe da vista longitudinal	71
Figura 77 – Vista aérea do Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE.....	71

Figura 78 – Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) detalhe da vista longitudinal	72
Figura 79 – Vista aérea do Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE.....	72
Figura 80 – Detalhe do extensômetro da HBM de 120Ω utilizado no ensaio de prova de carga estática	74
Figura 81 – Instalações dos extensômetros (EE) no tabuleiro metálico: (a) Vista lateral com localização dos EE; (b) Seção transversal em 31,42 m; (c) Procedimento de instalação dos EE; (d) EE na mesa superior; (e) EE na mesa inferior	74
Figura 82 – Croqui do caminhão betoneira usado no ensaio de prova de carga estática	75
Figura 83 – Prova de carga estática com um único caminhão betoneira na faixa central a 8 km/h: (a) Estágio 0: Caminhão se aproximando do tabuleiro metálico; (b) Estágio I: Eixo direcional entrando no tabuleiro metálico; (c) Estágio II: Caminhão betoneira estaciona com o último eixo a 30,5 m da extremidade Lago Sul; (d) Estágio III: Último eixo do caminhão saindo do tabuleiro	76
Figura 84 – Resultados de deformação para caso de carga estática	77
Figura 85 – Modelo numérico atualizado com inclusão das barreiras <i>New Jersey</i> e constantes elásticas individualizadas em 4 grupos para os aparelhos de apoio: $k_{int,ls}$; $k_{ext,ls}$; $k_{int,pp}$; $k_{ext,pp}$..	84
Figura 86 – Procedimento metodológico de calibração do modelo	86
Figura 87 – Resultados estáticos lineares do modelo de elementos FE: (a) Posição da carga do caminhão; (b) Deslocamentos direção Y (mm); (c) Deformações elásticas na direção X; (d) Deformação longitudinal superior entre 30 m e 35 m; (e) Deformação longitudinal inferior entre 30 m e 35 m	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantitativos originais de construção da Ponte Honestino Guimarães.....	37
Tabela 2 - Perfis metálicos (dimensões em mm).....	43
Tabela 3 - Características do módulo de aquisição de dados	60
Tabela 4 - Características dos acelerômetros triaxiais.....	60
Tabela 5 - Características do mini PC	60
Tabela 6 - Características do modem de internet 4G.....	61
Tabela 7 - Resumo dos dados experimentais.....	66
Tabela 8 - Especificações técnicas do caminhão betoneira Ford Cargo 2629 (VP1).....	69
Tabela 9 – Pesagem do veículo de prova VP1	69
Tabela 10 – Pesagem dos veículos de prova (VP1 a VP10).....	70
Tabela 11 - Características do módulo de aquisição de dados	73
Tabela 12 – Do modelo do extensômetro elétrico usado na obra.....	73
Tabela 13 - Materiais utilizados no modelo	80
Tabela 14 - Valores dos parâmetros incertos adotados	81
Tabela 15 - Comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos	81
Tabela 16 - Valores iniciais e limites admissíveis (inferiores e superiores) dos parâmetros relevantes para atualização do modelo	88
Tabela 17 - Valores atualizados dos parâmetros relevantes para atualização do modelo	89
Tabela 18 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos para o ensaio dinâmico	90
Tabela 19 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos para o ensaio estático.....	92

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Comparação entre gráficos dos resultados experimentais e numéricos	82
---	----

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1	12
Equação 2	13
Equação 3	13
Equação 4	14
Equação 5	85
Equação 6	85

LISTA DE ABREVIACÕES E SBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
APDL	Ansys Parametric Design Language
CEB	Comit�� Euro-Internacional du Béton
CLDF	Câmara Legislativa do Distrito Federal
EE	Extens��metro Elétrico
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite ��ltimo
FIP	Fédération Internationale de la Pr��contrainte
MEF	Método dos Elementos Finitos
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil
OAE	Obra de Arte Especial
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais

1 INTRODUÇÃO

A avaliação estática e dinâmica de pontes é essencial para garantir a segurança, desempenho e durabilidade estrutural ao longo da sua vida útil, considerando tanto os impactos do tráfego atual quanto os efeitos acumulados de fatores ambientais. A integração entre dados experimentais e modelagem numérica é muito relevante para reduzir as diferenças entre o comportamento real da estrutura e as simulações computacionais, garantindo análises mais precisas e confiáveis.

As estruturas das pontes estão expostas a numerosas cargas dinâmicas e ciclos ambientais durante sua vida útil, o que pode causar degradação, defeitos e redução da capacidade da ponte. À medida que a capacidade da ponte diminui com o tempo, o índice de confiabilidade também reduz, indicando que a segurança da operação da ponte está comprometida (Rakoczy et al., 2024).

Nos últimos anos, novas tecnologias têm sido exploradas para a monitoração contínua das condições estruturais de pontes (Hassani et al., 2022). Cada estrutura apresenta um comportamento dinâmico específico sob a aplicação de cargas, o qual pode ser representado por sua assinatura de vibração. Ensaios dinâmicos realizados em campo fornecem uma descrição precisa e confiável das características dinâmicas reais (Jaishi & Ren, 2005). A monitoração da vibração ambiental, ao contrário dos ensaios tradicionais de vibração forçada, utiliza excitações naturais induzidas por tráfego, ventos ou pedestres. Essa abordagem é mais econômica, pois não requer equipamentos adicionais para excitação da estrutura, tornando-se uma alternativa eficiente e prática para a análise dinâmica do comportamento estrutural (De Angelis & Pecce, 2023).

Mudanças na estrutura, como danos, aumento do tráfego pesado, envelhecimento e deterioração, resultam na redução da capacidade de carga e afetam diretamente sua resposta vibracional. O uso das características de resposta dinâmica, portanto, é fundamental para avaliar a integridade estrutural e o desempenho das infraestruturas ao longo do tempo. Tanto para pontes recém-construídas quanto para pontes mais antigas, é desejável estimar as propriedades dinâmicas para entender melhor o comportamento estrutural sob cargas normais de tráfego, bem como sob cargas extremas, como as causadas por eventos sísmicos ou ventos fortes (Zenunovic et al., 2015).

De acordo com Schommer et al. (2017), a atualização do modelo numérico relaciona medições reais da estrutura com o comportamento computacional. Quando um modelo

apresenta um bom ajuste com as medições de uma estrutura saudável, novas medições podem ser usadas para identificar e avaliar danos subsequentes.

De acordo com Malveiro et al. (2018), a calibração de modelos estruturais é baseada em parâmetros modais: frequências naturais e modos de vibração, sendo indispensável para validar e garantir a confiabilidade das análises futuras. Além disso, Ribeiro (2012) e Santos (2014) destacam a importância da combinação de ensaios dinâmicos com modelagem de elementos finitos para fornecer uma base confiável na previsão do desempenho estrutural, especialmente em condições adversas.

1.1 MOTIVAÇÃO

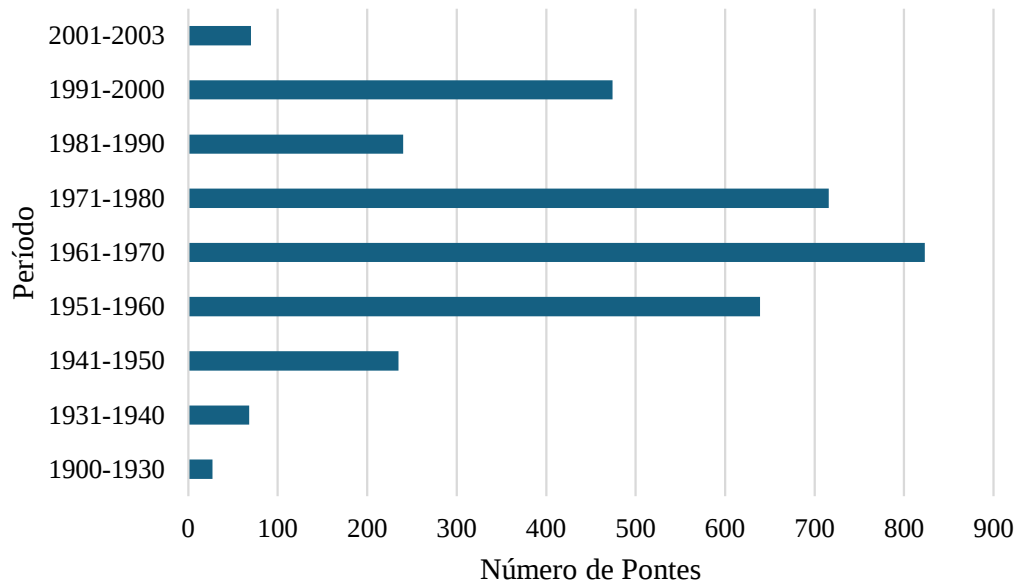
Sabe-se que grande parte das pontes brasileiras foi projetada e construída antes de 1980 (Figura 1) e, diante disso, pode-se dizer que estão chegando ao final da sua vida útil, estimada em 50 anos, conforme norma da época (Oliveira et al., 2019). Assim, o envelhecimento desses equipamentos públicos, expostos às intempéries, têm resultado numa diminuição da durabilidade, indicada pela danificação de suas partes, e trazendo aspectos que podem levar o usuário a questionar sua segurança (Carneiro & Bittencourt, 2013).

Soma-se a isso, o fato de que as características atuais do tráfego nas vias urbanas não são as mesmas que as de 50 anos atrás, ocorrendo o aumento da variedade, quantidade e capacidade de carga dos caminhões, por exemplo (Kwad et al., 2017).

As pontes são estruturas relevantes para a infraestrutura do transporte, sendo responsáveis por conectar pessoas, cidades e até mesmo países. Com o passar do tempo, o envelhecimento das estruturas, a evolução das normas, o aumento do tráfego e a garantia da durabilidade e segurança dos usuários têm se tornado cada vez mais relevantes para a manutenção dessas estruturas em bom estado.

A análise dinâmica é igualmente fundamental para entender o comportamento de estruturas sujeitas a cargas dinâmicas, como terremotos, vento e vibrações causadas pelo tráfego de veículos. Essas cargas podem induzir vibrações e deslocamentos que, se não previstas adequadamente, podem comprometer a integridade da estrutura, levando a danos e até mesmo ao colapso. Portanto, é imprescindível realizar estudos que permitam compreender o comportamento dinâmico das pontes, assegurando que estas sejam projetadas e construídas para resistir adequadamente a essas cargas.

Figura 1 – Números de pontes brasileiras por ano de construção



Fonte: adaptado Mendes (2011).

1.1.1 A PONTE MONUMENTAL (HONESTINO GUIMARÃES)

Em 1967, ao projetar sua Ponte Monumental, Oscar Niemeyer descreveu a estrutura com as palavras: “A ponte deve apenas pousar na superfície, como uma andorinha tocando a água”, “adaptando-se pela sua leveza e arrojo à arquitetura de Brasília”. A ponte foi inaugurada em 1976 com o nome de Ponte Costa e Silva, contudo, em 2022, foi renomeada como Ponte Honestino Guimarães (Figura 2). Esta é a única ponte projetada por Niemeyer que foi de fato construída, entre os três projetos que o Arquiteto desenvolveu.

Figura 2 - Ponte Honestino Guimarães



Fonte: Mazzini (2018).

Em 1971, a construção da ponte foi interrompida devido a problemas técnicos. Após a retomada das obras, foi introduzido um tabuleiro metálico de 58 metros de extensão no vão central, conectando os dois balanços em concreto protendido, cada um com 81 metros. Essa modificação no sistema estrutural do vão central resultou na redução dos esforços atuantes nos balanços, que passaram a sustentar o tramo de aço. Em 2021, tiveram início obras de recuperação e reforço estrutural da Ponte Honestino Guimarães, com término em 2024.

1.1.2 A PONTE KOROR–BABELDAOB

A Ponte Koror-Babeldaob (KB) (Figura 3a), concluída em 1977, com vão principal de 241 metros, liga as duas principais ilhas do arquipélago de Palau, Koror e Babeldaob. Sua superestrutura em caixão unicelular (Figura 4), com duas faixas de rolamento, foi construída usando segmentos moldados in loco e um Dente Gerber no meio do vão. A ponte desabou em setembro de 1996, logo após a conclusão dos serviços de substituição do pavimento e correção das deformações excessivas do seu vão principal (Figura 3b).

De acordo com Tang (2014), o projeto da ponte começou em 1974 e foi baseado nas especificações do padrão AASHTO vigentes à época e foi complementado pelas recomendações de projeto ACI e CEB-FIP conforme necessário.

Figura 3 - Ponte Koror–Babeldaob: antes do colapso (a); após o colapso (b)



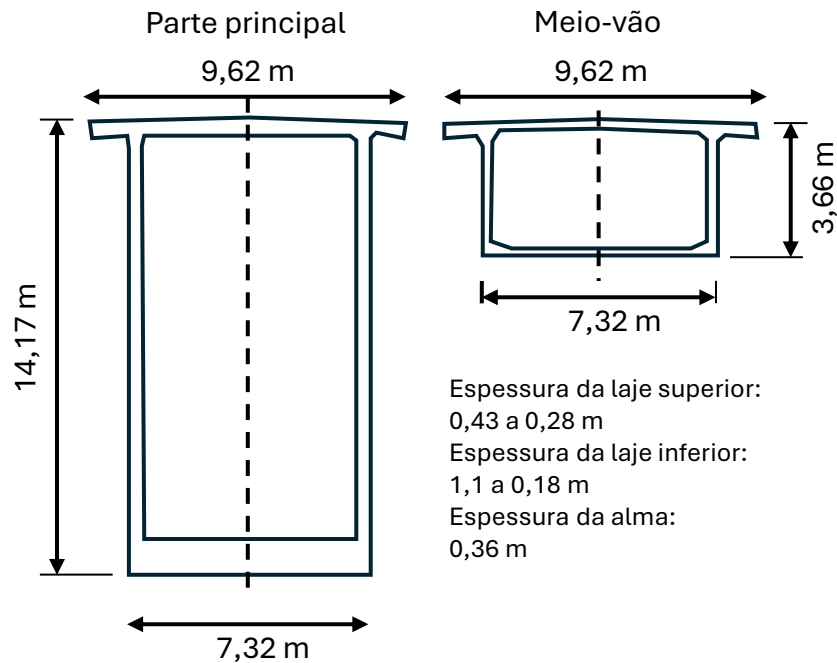
(a)



(b)

Fonte: OPAC Consulting Engineers Inc. (2000)

Figura 4 – Seções transversais da Ponte KB



Fonte: adaptado de Tang (2014).

Quando a Ponte Koror foi inaugurada em abril de 1977, era o maior vão em concreto protendido do mundo. Alguns anos depois, a ponte começou a deformar mais do que o previsto. Foram observadas deformações excessivas em seu vão central, atingido uma flecha de 1,54 m, porém, após duas amplas investigações de engenheiros do Japão em 1985 e dos Estados Unidos em 1993, chegou-se à conclusão de que a ponte era estruturalmente segura e que a deflexão excessiva era um fenômeno inexplicável. Entretanto, em 1996 o proprietário da ponte realizou serviços de reparos para melhorar a qualidade do tabuleiro da ponte, a partir da alteração do seu sistema estrutural e com adição de elevadas forças de protensão. Isso fez com que em menos de três meses após o reparo, em setembro de 1996, a ponte viesse a desabar.

Nesse contexto, destaca-se a importância de estudar a Ponte Honestino Guimarães quanto aos aspectos de durabilidade e segurança, por meio de avaliações estática e dinâmica, considerando sua importância para a mobilidade urbana e movimentação da economia, além da sua relevância arquitetônica e cultural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

O trabalho tem por objetivo desenvolver um modelo numérico avançado em elementos finitos do tabuleiro metálico ortotrópico do vão principal da Ponte Honestino Guimarães, calibrado globalmente com resultados experimentais, e mostrar a sua efetividade para realização de análises estáticas e dinâmicas. A motivação pelo estudo do vão central em estrutura metálica deve-se à simplicidade de uma incursão inicial sobre a investigação/análise estrutural da Ponte completa. Em trabalhos futuros pretende-se também modelar os arcos em concreto protendido.

1.2.2 Objetivos específicos

Entre os objetivos secundários desta dissertação de mestrado, pode-se listar os seguintes itens:

- Elaborar o modelo as-built da estrutura metálica;
- Identificar experimentalmente as propriedades dinâmicas (frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração) dos modos de maior energia da estrutura, utilizando a técnica de Análise Modal Operacional (OMA);
- Investigar e aplicar métodos avançados de modelagem por elementos finitos para estruturas metálicas soldadas;
- Avaliar o comportamento estático da estrutura metálica mediante simulação de provas de carga;
- Analisar o comportamento dinâmico linear da estrutura por meio de análise modal de vibração livre;
- Calibrar o modelo numérico desenvolvido, ajustando parâmetros incertos por meio de comparação com resultados experimentais e técnicas de programação linear.

1.2.3 Organização do trabalho

Este trabalho está estruturado em sete capítulos, visando apresentar o estudo sobre a avaliação estática e dinâmica de tabuleiro metálico ortotrópico, por meio de análise numérica e ensaios de campo, com foco na Ponte Honestino Guimarães.

O Capítulo 1 – Introdução apresenta a motivação do estudo, destacando a importância da análise estrutural de pontes metálicas ortotrópicas. São abordados aspectos históricos e estruturais da Ponte Monumental (Honestino Guimarães) e da Ponte Koror–Babeldaob, servindo como referências para o contexto do trabalho. Além disso, são estabelecidos os objetivos da pesquisa, delineando as principais questões a serem investigadas.

O Capítulo 2 – Fundamentação Teórica e Revisão Bibliográfica discute conceitos essenciais relacionados ao comportamento estrutural de pontes com tabuleiros ortotrópicos. São apresentadas diferentes soluções estruturais, métodos de cálculo e abordagens analíticas, incluindo análise linear estática, análise dinâmica modal sem amortecimento e análise dinâmica experimental. Esta seção fornece a base teórica necessária para o desenvolvimento do modelo numérico e a interpretação dos ensaios experimentais.

O Capítulo 3 – Caso de Estudo: Ponte Honestino Guimarães descreve a ponte em análise, apresentando seu histórico e principais características estruturais. Destaca-se a configuração do tabuleiro metálico do vão central, que constitui o foco da pesquisa. Essa caracterização detalhada é essencial para compreender os desafios estruturais e as premissas adotadas na modelagem e experimentação.

O Capítulo 4 – Metodologia Computacional aborda os procedimentos empregados na construção do modelo numérico. São descritos os programas computacionais utilizados, o processo de elaboração do modelo e as condições de contorno aplicadas.

O Capítulo 5 – Metodologia Experimental apresenta os ensaios experimentais realizados para validar o modelo numérico. Inclui a monitoração de longo prazo da ponte, ensaios de vibração livre e provas de carga estática. Esses ensaios são fundamentais para obter dados reais do comportamento estrutural, permitindo a posterior calibração do modelo computacional.

O Capítulo 6 – Calibração do Modelo Computacional com Base em Ensaios Experimentais: Metodologias, Resultados e Discussões descreve o processo de calibração: i) primeiro, por um processo direto e manual e ii) segundo por meio de um algoritmo de otimização baseado em programação linear. São apresentados os procedimentos adotados na otimização das frequências naturais experimentais, bem como a verificação dos resultados de

deformação e deslocamentos sob carregamento estático. A análise dos resultados obtidos permite avaliar a precisão do modelo atualizado e sua aplicabilidade para estudos futuros.

O Capítulo 7 – Conclusões sintetiza as principais contribuições da pesquisa, destacando os avanços alcançados na calibração do modelo numérico e as implicações para a análise estrutural de pontes metálicas ortotrópicas. Além disso, são sugeridas direções para trabalhos futuros, visando o aprimoramento das metodologias utilizadas e a ampliação do escopo de aplicação da pesquisa.

Por fim, o texto é concluído com a seção de Referências Bibliográficas, contendo as fontes consultadas ao longo do estudo, garantindo embasamento teórico e metodológico à pesquisa realizada.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para a compreensão adequada do comportamento estrutural de pontes em tabuleiro ortotrópico, é necessário o domínio de diversos aspectos teóricos, que vão desde métodos simplificados de cálculo até técnicas numéricas avançadas. Diante disso, apresenta-se, a seguir, os fundamentos teóricos que embasam a modelagem, a análise e a monitoração de estruturas, com ênfase nas metodologias aplicadas ao estudo da Ponte Honestino Guimarães:

- Soluções adotadas para o dimensionamento de tabuleiros ortotrópicos;
- Monitoração da Saúde Estrutural (SHM);
- Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Análise linear estática; e
- Análise dinâmica.

2.1 SOLUÇÕES PARA PONTES DE TABULEIRO ORTOTRÓPICO

O advento de computadores com alta capacidade de processamento propiciou um grande salto aos métodos de análise de estruturas. Entretanto, métodos simplificados de cálculo seguem a ser uma importante ferramenta, por exemplo, para um dimensionamento preliminar.

Um desses métodos é o Modelo de Viga Equivalente. Como o nome diz, esse método reduz o tabuleiro complexo a uma viga simplesmente apoiada com uma determinada largura efetiva. Segundo Góes & Dias (2005), esse modelo ainda é amplamente usado em normas nacionais e internacionais devido à sua simplicidade de análise e razoável aproximação.

No caso da Ponte Honestino Guimarães, foi utilizado esse método para o dimensionamento tanto do projeto original (Ferraz, 1972), como para o estudo de recuperação da ponte (Concrepxi Engenharia, 2022). Obviamente, esse método possui algumas limitações, como a identificação de esforços torsores devido a cargas excêntricas ao longo do tabuleiro ou identificação de tensões em enrijecedores específicos da estrutura metálica. Ainda assim, os projetistas à época foram capazes de calcular uma estrutura metálica eficiente, com chapas esbeltas que solucionaram o problema existente, demonstrando a aplicabilidade desse método.

Outro modelo possível de ser utilizado é o Modelo de Placa Ortotrópica Equivalente. Nesse caso, o tabuleiro ortotrópico é reduzido a uma placa equivalente com propriedades elásticas distintas em cada direção principal, de acordo com Góes & Dias (2005). Segundo o autor, “esse modelo é reconhecido como um método preciso para o cálculo de deslocamentos, deformações e tensões de placas ortotrópicas”.

Esses modelos de cálculo não serão detalhados, pois não serão abordados no presente trabalho.

Para a modelagem do vão central metálico nesse trabalho, escolheu-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), que é amplamente utilizado atualmente a partir de diversos programas computacionais. A partir desse método, é possível alcançar diversos níveis de detalhamento diferentes e uma precisão satisfatória dos resultados. O MEF será resumidamente explicado em sua formulação clássica baseada em deslocamentos. Ressalta-se que a formulação a ser explicada é automaticamente realizada pelo programa computacional ANSYS (2009).

2.2 MONITORAÇÃO DA SAÚDE ESTRUTURAL

Tradicionalmente, as inspeções visuais têm sido utilizadas para detectar defeitos e avaliar as condições estruturais, mas estas podem ser subjetivas, demoradas e inadequadas para o monitoramento em tempo real. O SHM (*Structural Health Monitoring*, ou Monitoração da Saúde Estrutural) surgiu como uma solução promissora para avaliar o estado de infraestruturas civis (Hekic et al., 2023).

De acordo com Hekic et al., (2023) o SHM envolve a monitoração de estruturas por meio de sensores, a extração de características relacionadas a danos e sua análise para avaliar as condições estruturais. Para a avaliação contínua do estado de pontes, um modelo de elementos finitos (MEF) atualizado da ponte é frequentemente utilizado, permitindo identificar alterações nas propriedades da estrutura, como degradação de rigidez, perdas de protensão, erosão de fundações (*scour*), entre outros fatores que fazem com que o comportamento da ponte se desvie do esperado.

A integração dos dados de SHM (*Structural Health Monitoring*, ou Monitoração da Saúde Estrutural) com modelos em elementos finitos atualizados aumenta significativamente o valor do SHM. O processo de atualização ou otimização envolve ajustar os parâmetros do modelo de elementos finitos com base nos dados de resposta medidos pelo sistema de SHM. Esse processo iterativo resulta em um modelo mais preciso e confiável, que representa verdadeiramente o comportamento real da estrutura (Ribeiro et al., 2023).

2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS – MEF

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos numéricos mais utilizados na engenharia com muito sucesso, podendo ser aplicado em diversas disciplinas da engenharia, como análise estrutural, eletromagnetismo, transferência de calor e dinâmica de fluidos.

O MEF teve origem na década de 1940 com os trabalhos de Hrennikoff e Courant, que estabeleceram suas bases matemáticas ao resolverem problemas de elasticidade e análise estrutural. O avanço dos computadores nas décadas seguintes impulsionou o desenvolvimento do MEF, que possibilitou o lançamento do programa computacional NASTRAN pela NASA em 1968 e, posteriormente, na sua versão comercial MSC/NASTRAN em 1969 (Arcos, 2022).

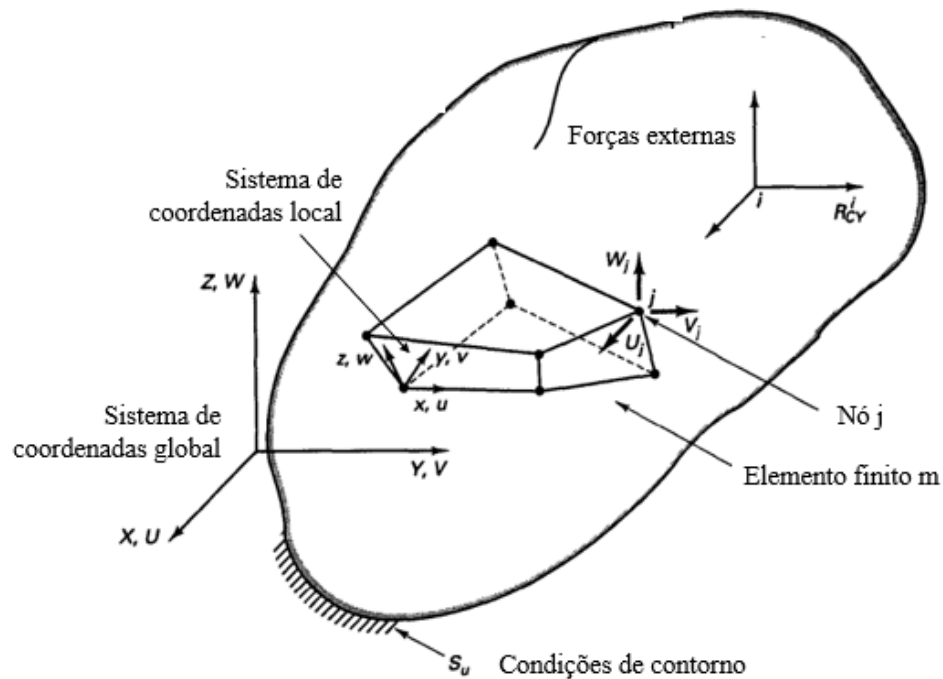
Segundo Lazzari (2021), dentre as vantagens da utilização do MEF, estão a capacidade de representação de estruturas com geometrias complexas, a possibilidade de consideração de todos os aspectos não lineares e a possibilidade de realização de uma análise dinâmica em profundidade.

A formulação do MEF é baseada no Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), que permite equacionar o equilíbrio entre a energia interna de deformação e o trabalho das forças externas aplicadas. Esse método, assim como o método dos deslocamentos e o método da rigidez direta, é baseado em deslocamentos, ou seja, conhecem-se as forças e deseja-se determinar os deslocamentos (Bathe, 2006).

Para a aplicação do método, de acordo com Bathe (2006), a estrutura deve ser discretizada em elementos – barras, placas, sólidos – que são conectados por nós. Cada nó possui um certo grau de liberdade, definido pelo modo com que os elementos são conectados e pelas condições de contorno impostas à estrutura.

Cada elemento deve estar em equilíbrio no espaço e submetido às forças externas atuantes na estrutura, como mostra a Figura 5. No regime linear-elástico, o comportamento mecânico do elemento deve satisfazer a Lei de Hooke generalizada. As deformações e os deslocamentos nos elementos são relacionados por meio de funções de forma, que estabelecem a correspondência entre os deslocamentos locais dos elementos e os deslocamentos globais da estrutura.

Figura 5 - Corpo sólido e definições



Fonte: adaptado de (Bathe, 2006).

A equação fundamental do MEF é expressa pela Equação 1, a seguir, sendo K a matriz de rigidez global, U o vetor de deslocamentos nodais e R o vetor de forças externas.

$$KU = R \quad \text{Equação 1}$$

Após a resolução do sistema, os deslocamentos permitem calcular os esforços internos por superposição. O processo é análogo ao método dos deslocamentos, com a diferença de que, no MEF, as rigidezes são aproximadas por polinômios, especialmente para elementos de placas e sólidos.

O programa computacional ANSYS realiza a geração de matrizes de rigidez para cada elemento finito, a sua assemblagem, a resolução do sistema e a análise linear-estática da estrutura. Além das forças concentradas, o MEF ainda permite considerar forças de corpo ou forças gravitacionais, cargas distribuídas e forças internas, geradas pelas tensões residuais, que podem ser convertidas para ações nodais, por meio de procedimentos específicos do método dos elementos finitos, assim como realizado no método da rigidez direta, como mostra a Equação 2.

$$R = R_B + R_S - R_f + R_C$$

Equação 2

Onde R é o vetor de forças total, R_B são as forças gravitacionais, R_S as forças superficiais (cargas distribuídas), R_f as forças internas devido a tensões residuais e R_C as forças concentradas.

2.4 ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA

Como dito anteriormente, assim que se resolve o sistema linear de equações, representado pela Equação 1, encontra-se uma única solução: o vetor com os deslocamentos e rotações em cada nó dos elementos finitos. Para se obter os esforços internos atuantes na estrutura, aplica-se a equação de compatibilidade. Como o nome já diz, a análise estática busca conhecer o comportamento da estrutura em uma situação em que o tempo não é uma variável, já que velocidade e aceleração não estão presentes na equação. Portanto, pode-se avaliar os deslocamentos a qualquer tempo (t), independentemente de como foi o caminho para que se chegasse até ali (Bathe, 2006).

Sendo assim, o programa encontra a matriz de cada elemento finito e constitui a matriz de rigidez global da estrutura após a elaboração do modelo. O ANSYS resolve a equação de equilíbrio, aplica a equação de compatibilidade e obtém os esforços internos da estrutura.

No caso do modelo do vão central da ponte, ainda que o objetivo final seja realizar a análise dinâmica da estrutura, a análise estática é importante para verificar a razoabilidade do modelo, ou seja, se as flechas e momentos apresentados são razoáveis e próximos do esperado, antes de partir para a análise modal.

2.5 ANÁLISE DINÂMICA MODAL SEM AMORTECIMENTO

A análise dinâmica de uma estrutura é realizada a partir da resolução da equação de equilíbrio, Equação 3, com a adição de forças inerciais e forças de amortecimento, transformando-se na seguinte equação diferencial ordinária de múltiplos graus de liberdade discretos:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{R\}$$

Equação 3

Onde $[M]$ é a matriz de massa da estrutura, $[C]$ é a matriz de amortecimento, $[K]$ é a matriz de rigidez, $\{\ddot{U}\}$ é o vetor de aceleração, $\{\dot{U}\}$ é o vetor de velocidade, $\{U\}$ o vetor de deslocamento e $\{R\}$ é o vetor de forças externas (Bathe, 2006).

Para estruturas com taxas de amortecimento muito baixas, a frequência natural amortecida e a não amortecida coincidem, sendo possível desprezar o amortecimento. Além disso, para a vibração livre (análise dinâmica modal), não são considerados os carregamentos externos. Conforme Alves Filho (2009), o conceito de Vibrações Naturais está relacionado aos “modos possíveis” de vibrar de uma estrutura, associados a frequências de vibração, também chamados de modos próprios ou modos de vibração, representam as formas características com que uma estrutura oscila naturalmente quando é submetida a uma excitação e depois deixada vibrar livremente, sem a ação contínua de forças externas.

Cada modo de vibração está associado a uma frequência natural específica e descreve um padrão espacial de movimento, no qual todos os pontos da estrutura vibram com a mesma frequência, mas com amplitudes e fases diferentes. Em termos simples, é como se a estrutura tivesse “maneiras preferenciais” de vibrar, determinadas unicamente por suas propriedades físicas: geometria, distribuição de massa, rigidez e condições de apoio.

Essas frequências dependem apenas de parâmetros inerentes ao sistema, como a distribuição de massa, a rigidez da estrutura e as condições de apoio, por isso carregamentos externos são desprezados. Portanto, desconsiderando o amortecimento e as forças externas, restam apenas forças inerciais e forças elásticas, resultando-se na Equação 4.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\} \quad \text{Equação 4}$$

O problema de vibração livre resume-se, então, a resolver esse sistema de equações homogêneo, de infinitas soluções. Como a resposta que interessa à análise é diferente da trivial, deve-se avaliar a situação como um problema de autovalor e autovetor. Em uma estrutura de N graus de liberdade, o sistema possuirá N autovalores e N autovetores. Nesse caso, os autovalores correspondem às frequências naturais da estrutura e os autovetores correspondem aos modos de vibração.

Para a solução dessa equação, deve-se transformá-la em um autoproblema por meio de uma mudança de base. Em seguida, esta pode ser resolvida por meio de diversos algoritmos, como o método de Jacobi, interação por subespaços, método de Householder, entre outros (Bathe, 2006).

Para o presente trabalho, o programa computacional utilizado, o ANSYS, realiza a solução dos pares de autovalores e autovetores por meio de três métodos: *Block Lanczos*, PCG *Lanczos* e *Supernode* (ANSYS Inc., 2009). Neste trabalho será utilizado o algoritmo *Block Lanczos*.

3 CASO DE ESTUDO: PONTE HONESTINO GUIMARÃES

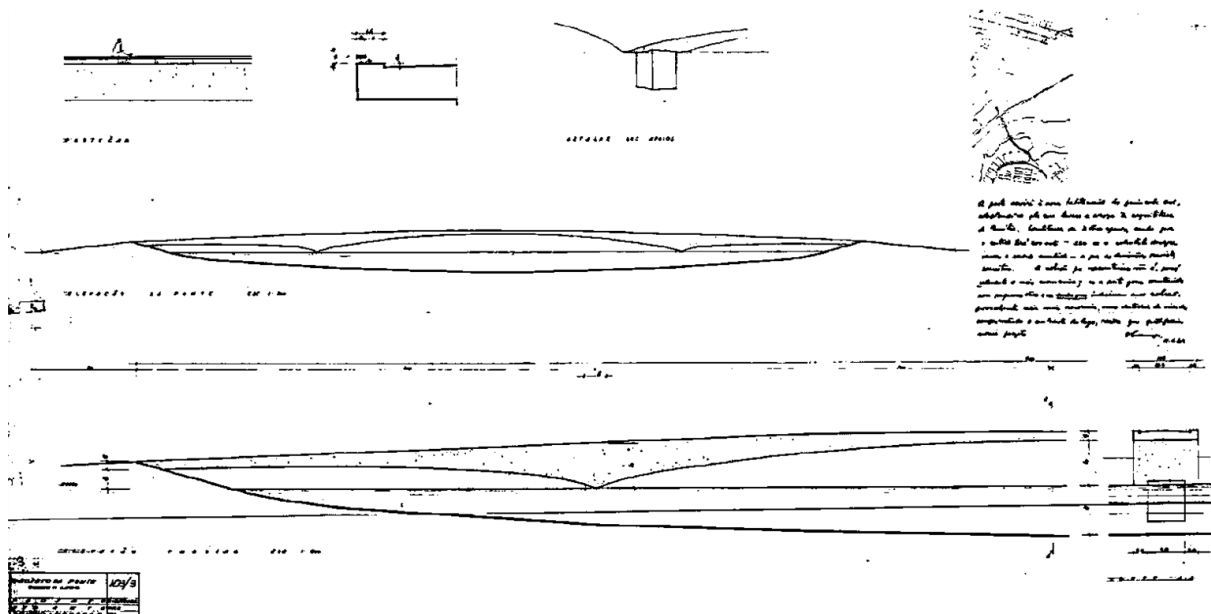
3.1 HISTÓRICO

3.1.1 Projeto e Construção: 1969 a 1976

A Ponte Monumental, projetada e batizada por Oscar Niemeyer, em 1969, renomeada em 2022 para Ponte Honestino Guimarães, mas conhecida desde sua inauguração, em 1976, como Ponte Costa e Silva, foi planejada para ligar o Setor Residencial da Península Sul, que hoje faz parte da Região Administrativa do Lago Sul, ao Plano Piloto de Brasília.

Fonseca (2007) afirma que a ponte “pode ser considerada como um exemplo do conhecimento estrutural adquirido ao longo dos anos pelo arquiteto com estudos e projetos em concreto armado onde o que se buscava, além da lógica estática, era a leveza e a esbeltez de uma estrutura”, conforme desenho mostrado na Figura 6, a seguir.

Figura 6 - Projeto original de Oscar Niemeyer para a Ponte sobre o Lago



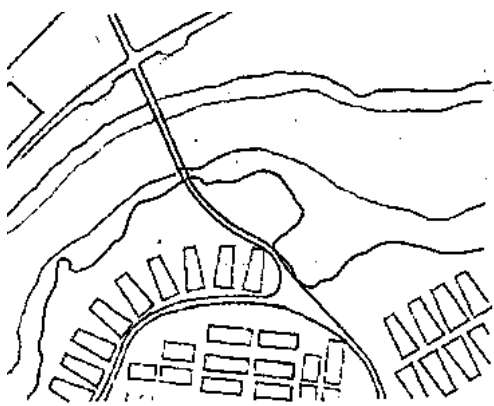
Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969).

Niemeyer previu uma ponte com um vão central esbelto de 200 metros e dois vãos laterais curtos de 100 metros e, em seu desenho, o arquiteto fez uma nota:

A ponte servirá à zona habitacional da península sul, adaptando-se pela sua leveza e arrojo à arquitetura de Brasília. Constitui -se de 3 vãos apenas, sendo que o central terá 200 metros – 220 se o calculista desejar vencer o recorde

mundial – o que as dimensões previstas permitem. A solução que apresento não é, possivelmente a mais econômica, se a ponte fosse construída com pequenos vãos e as sondagens indicassem essa solução, provavelmente seria mais econômica, mas destoaria da cidade, comprometendo o ambiente do lago, razões que prontificam nosso projeto.

Figura 7 – Excerto do projeto original de Oscar Niemeyer para a Ponte sobre o Lago



A ponte servirá à zona habitacional da península sul, adaptando-se pela sua leveza e arrojo à arquitetura de Brasília. Constituir-se de 3 vãos apenas, sendo que o central terá 200 metros – 220 se o calculista desejar vencer o recorde mundial – o que as dimensões previstas permitem. A solução que apresentamos não é, possivelmente a mais econômica, se a ponte fosse construída com pequenos vãos e as sondagens indicassem esse solução, provavelmente seria mais econômica, mas destoaria da cidade, comprometendo o ambiente do lago, razões que prontificam nosso projeto.

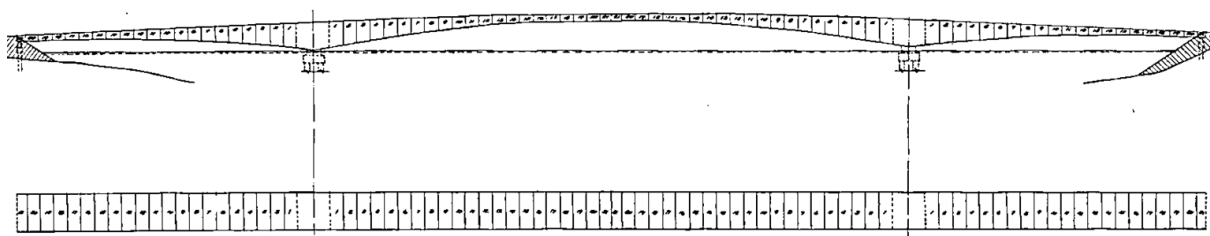
Oliver H. A. 69

Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969).

Destarte, a Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil – Novacap lançou o edital de concorrência pública, em 1969, com um anteprojeto compreendendo um vão central de 210 metros, dois vãos laterais de 94 metros e dois balanços laterais de 1 metro. Com essas

dimensões, os dois vãos laterais seriam apoiados sobre um escoramento direto e o vão central seria construído em balanços progressivos, como mostra a Figura 11, a seguir.

Figura 8 - Projeto da Ponte sobre o Lago – Planta e Corte



Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969).

Na memória de cálculo da ponte sobre o Lago Paranoá, mostrada na Figura 9, a empresa Sobrenco SA, vencedora da licitação, apresenta a seguinte nota introdutória:

A Ponte sobre o Lago Paranoá em Brasília, com 400 metros de extensão por 13,50 metros de largura, tem seu vigamento principal composto de 4 vigas longitudinais em concreto protendido em caixão, e é constituída por um vão principal de 210 metros e 2 vãos adjacentes de 94 metros de comprimento.

A estrutura do vão principal é constituída por dois balanços de 105 metros em viga reta, em caixão de concreto protendido, ligados por uma articulação no meio do vão, estrutura essa a ser executada pelo sistema de balanços sucessivos, com 5 metros de comprimento cada um.

O pilar central é em concreto armado e engastado em tubulões com diâmetro de $\phi 2,00$ m, cravados a ar comprimido. Os pilares extremos (de ancoragem) são em concreto protendido e se engastam em tubulões de $\phi 1,40$ m, também cravados a ar comprimido.

Figura 9 – Nota introdutória da memória de cálculo original da Ponte Honestino Guimarães

SERGIO MARQUES DE SOUZA ENGENHEIRO CIVIL	O B R A <u>Ponte sobre o Lago</u> <u>Paraná em Brasília</u>	FLS. <u>1</u> DATA <u>5/6/69</u>
	ASSUNTO <u>Memória de Cálculo</u>	ASS. <u>Sergio</u>

A Ponte sobre o Lago de Paraná em Brasília, com 400 metros de extensão por 13,50 metros de largura, tem seu vigamento principal composto por 2 vigas longitudinais em concreto protendido, em caixão, e é constituída por um vão principal de 210 metros e 2 vãos adjacentes de 94 metros de comprimento.

A estrutura do vão principal é constituída por dois balanços de 105 metros em vigas retas em caixão de concreto protendido, ligadas por uma articulação no meio do vão, estrutura essa a ser executada pelo sistema de balanços sucessivos, com 5 metros de comprimento cada um.

O pilar central é em concreto armado, e engastado em tubulões com diâmetro de $\phi 2,00$ m, cravados a ar comprimido. Os pilares extremos (de ancoragem) são em concreto protendido e se engastam em tubulões de $\phi 1,40$ m, também cravados a ar comprimido.

Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969)

No cálculo da superestrutura, Figura 10, o calculista anota:

O sistema é constituído por 2 balanços de 105 metros engastados nos vãos adjacentes de 94 metros.

A fim de eliminar a diferença de deformação entre os dois balanços, os mesmos estão ligados por um dispositivo que impede o deslocamento de um em relação ao outro no sentido vertical. No sentido horizontal, o movimento é livre.

O sistema estrutural é assim hiperestático de 1º grau. Existe um hiperestático vertical aplicado no fecho.

Para os carregamentos simétricos (peso próprio, pavimento e protensão), o hiperestático é igual a zero e tudo se passa como se o sistema fosse isostático.

Figura 10 – Nota de cálculo da superestrutura, da memória de cálculo original da Ponte Honestino Guimarães

SERGIO MARQUES DE SOUZA ENGENHEIRO CIVIL	OBRA	Ponte sobre o Lago Paranoá em Brasília	FLS	3
	ASSUNTO	Memória de cálculo	DATA	5/6/69
			ASS.	Sergio

1. Cálculo da superestrutura

O sistema é constituído por 2 balanços de 105 metros encastrados nos vãos adjacentes de 94 metros.

A fim de eliminar a diferença de deformação entre os dois balanços, os mesmos estão ligados por um dispositivo que impede o deslocamento de um em relação ao outro no sentido vertical. No sentido horizontal o movimento é livre.

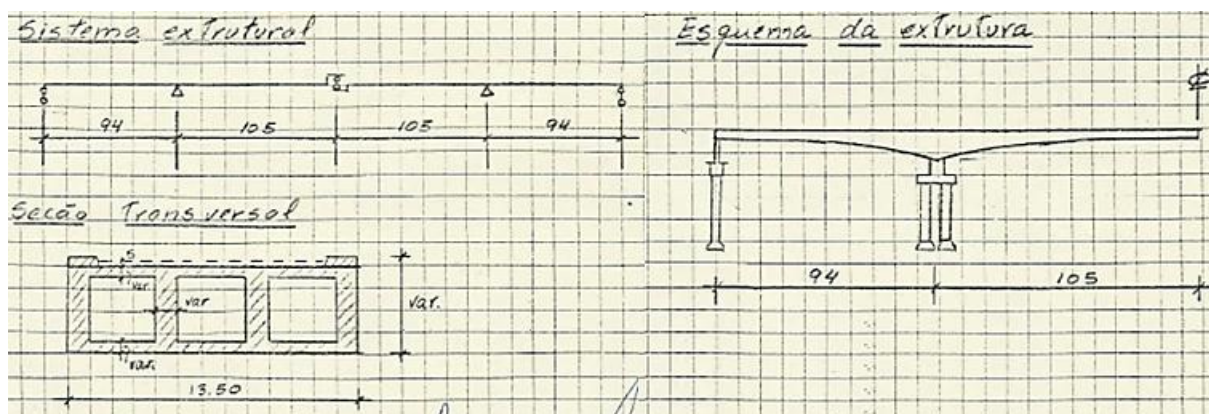
O sistema estrutural é assim hiperestático de 1º grau. Existe um hiperestático vertical X aplicado no fecho.

Para os carregamentos simétricos (pêso próprio, pavimentação e protensão), o hiperestático X é igual a zero, e tudo se passa como se o sistema fosse isostático.

Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969)

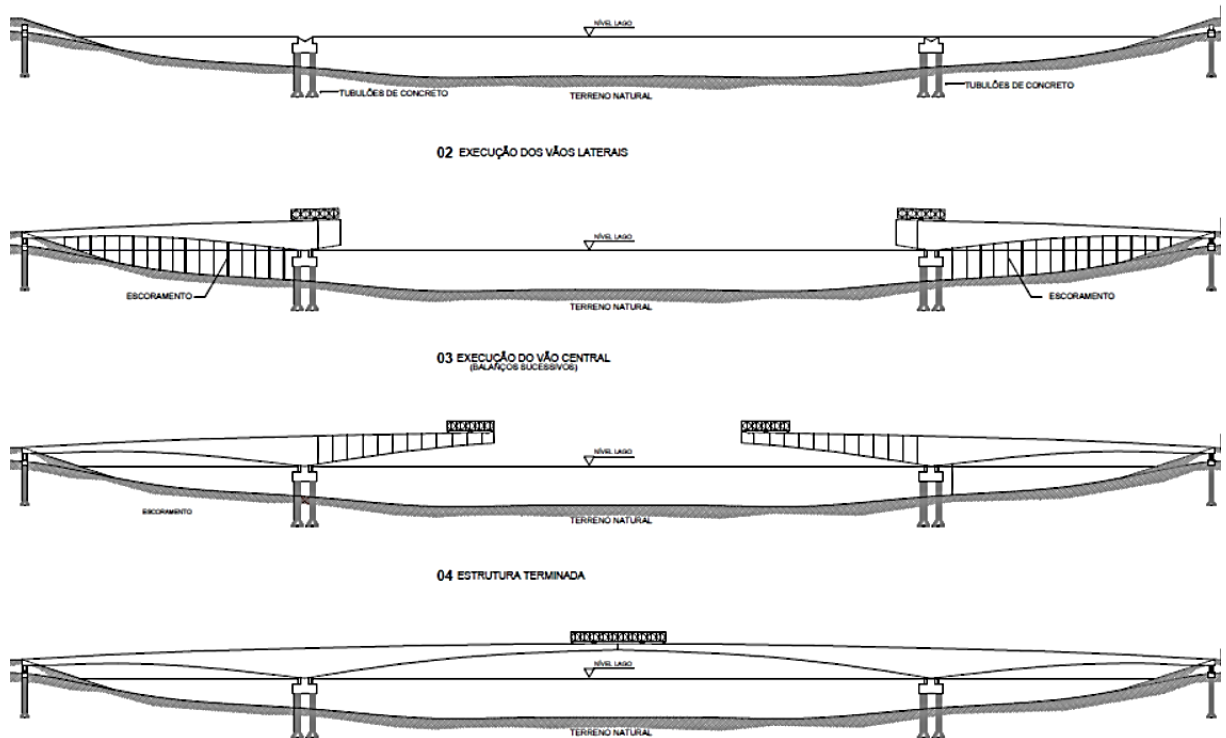
Na Figura 11, a seguir, é mostrado o esquema do sistema estrutural apresentado pelo calculista original da Ponte Honestino Guimarães, e na Figura 12 foi elaborado, a partir das informações de projeto, um faseamento da obra de construção idealizada pela empresa contratada.

Figura 11 - Esquema e Sistema Estrutural idealizado - Memória de Cálculo da Ponte sobre o Lago Paranoá



Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1969)

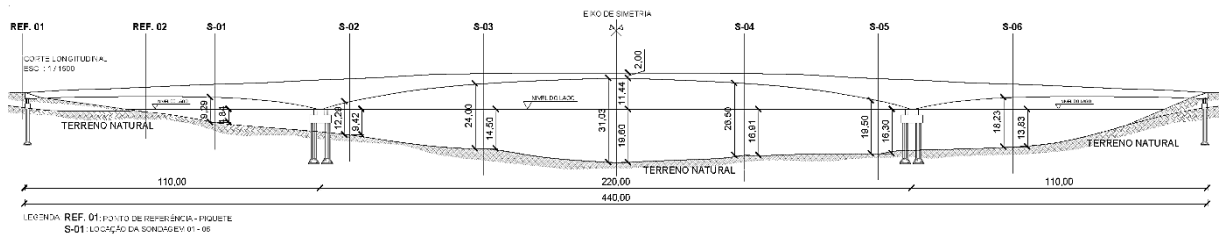
Figura 12 - Fases de construção idealizadas pela empresa SOBRENCO a partir do projeto original



Fonte: Fonseca (2007)

No entanto, após sondagem do solo a execução da ponte conforme inicialmente idealizada foi inviabilizada, pois, diante da resistência inadequada do solo, a implantação dos blocos de fundação nas margens e nos aterros foi impossibilitada. Diante disso, a solução foi aumentar a ponte em 40 metros no seu comprimento total, resultando em 220 metros de vão central e 110 metros em cada vão lateral, (Figura 13), permitindo que a estrutura se apoiasse em solo mais resistente (Inojosa & Buzar, 2022).

Figura 13 – Projeto da Ponte Honestino Guimarães após revisão do comprimento por questões geológicas

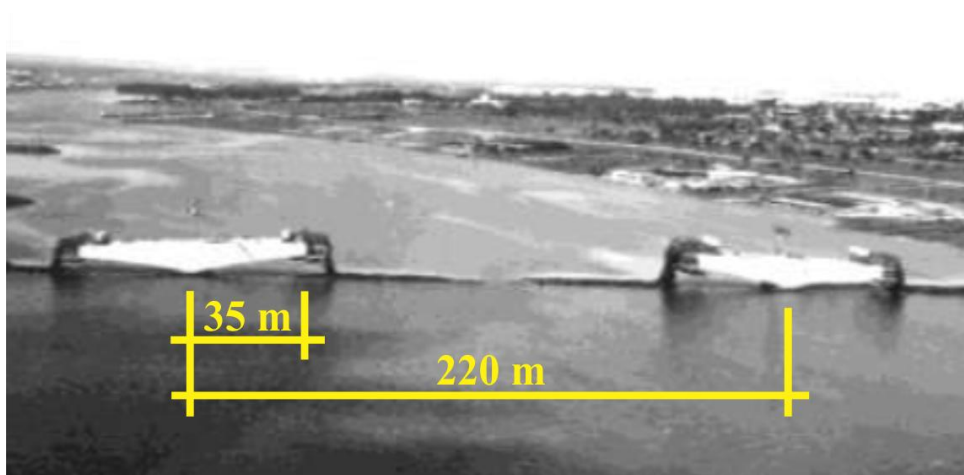


Fonte: Fonseca (2007)

A técnica construtiva para desenvolver essa solução seria executar a obra em balanços progressivos, simetricamente, a partir dos dois pilares centrais, que mostra as fases de construção idealizadas pela empresa SOBRENCO a partir do projeto original (Fonseca, 2007).

A construção da Ponte Honestino Guimarães teve início em janeiro de 1970, mas foi interrompida em junho de 1971, após a execução de sete aduelas de cinco metros em cada direção a partir dos apoios (Figura 14). A decisão de interromper a obra ocorreu devido a incidentes com os cabos de protensão e foi intensificada pelo desabamento parcial do Viaduto Paulo de Frontin, no Rio de Janeiro, projetado pelo mesmo engenheiro responsável pela ponte. Além disso, uma comissão de engenheiros da NOVACAP identificaram que a quantidade de cabos de protensão calculada era insuficiente, o que reforçou a paralisação da obra (Inojosa & Buzar, 2022).

Figura 14 - Obra da Ponte Honestino Guimarães paralisada, 1971



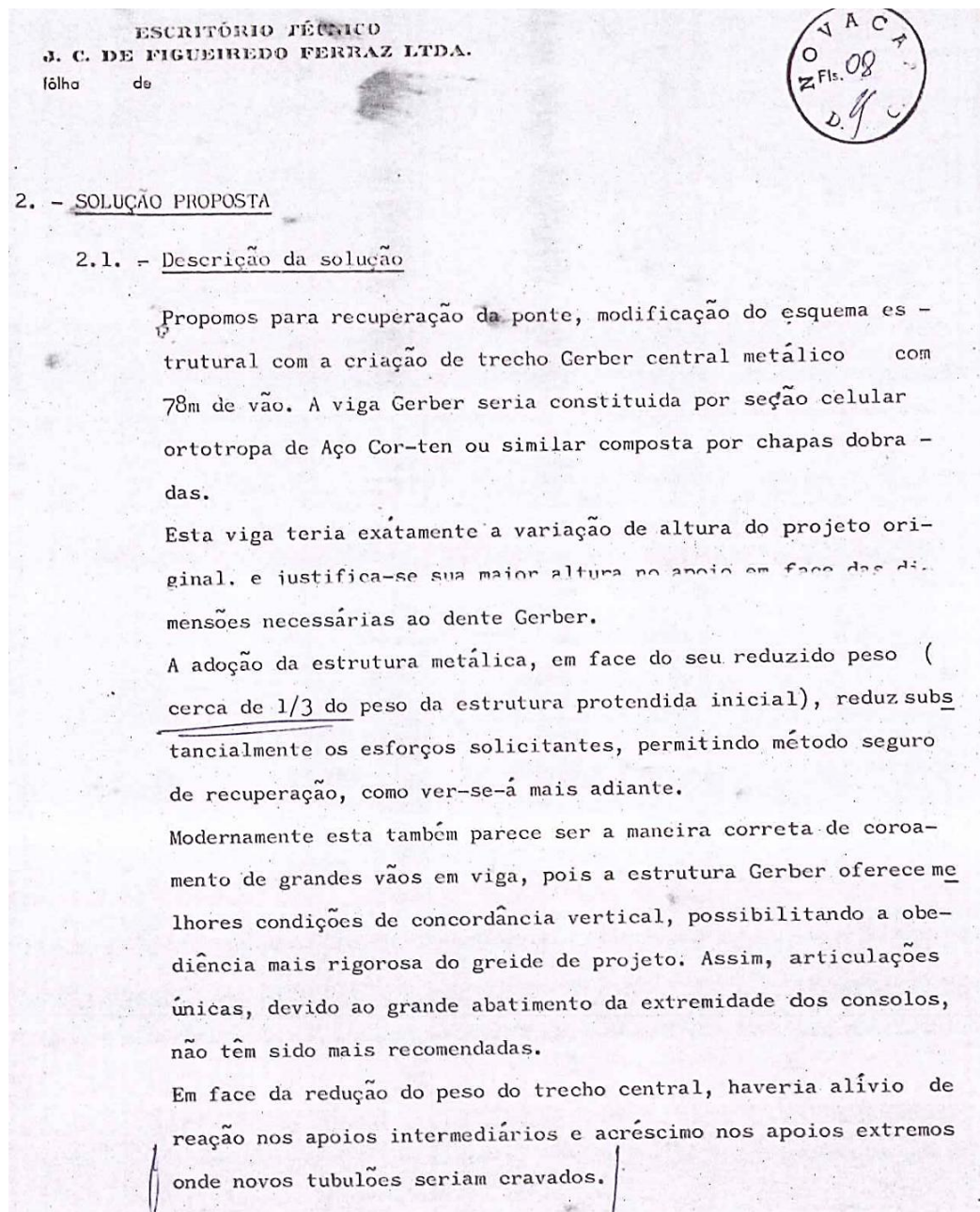
Fonte: adaptada de Arquivo Público do Distrito Federal (1971)

Diante disso, a Novacap contratou uma nova construtora, ECEL, para retomar as obras da ponte, que por sua vez subcontratou o Escritório Técnico J. C. Figueiredo Ferraz Ltda., que realizou uma análise circunstanciada da obra. O escritório de engenharia do professor da Escola Politécnica de São Paulo, Figueiredo Ferraz, se destacava à época por projetos como: Metrô de São Paulo e do Rio de Janeiro, Porto de Santos e Museu MASP em São Paulo.

Após constatação da real situação que se encontrava a obra, por meio da análise da memória de cálculo da ponte, das tensões no concreto e das reações dos apoios, o projeto da ponte teve de ser modificado. Para aliviar os esforços na superestrutura, com a redução de 20% dos momentos solicitantes, introduziu-se um tabuleiro metálico ortotrópico de 58 metros de comprimento, inicialmente proposto com 78 metros, (Figura 15), a seguir.

As vantagens da solução proposta, segundo o professor Ferraz, eram da possibilidade de se utilizar o maior número possível de cabos remanescentes e ainda de acrescentar uma nova laje protendida com novos cabos de 110 e 220 toneladas.

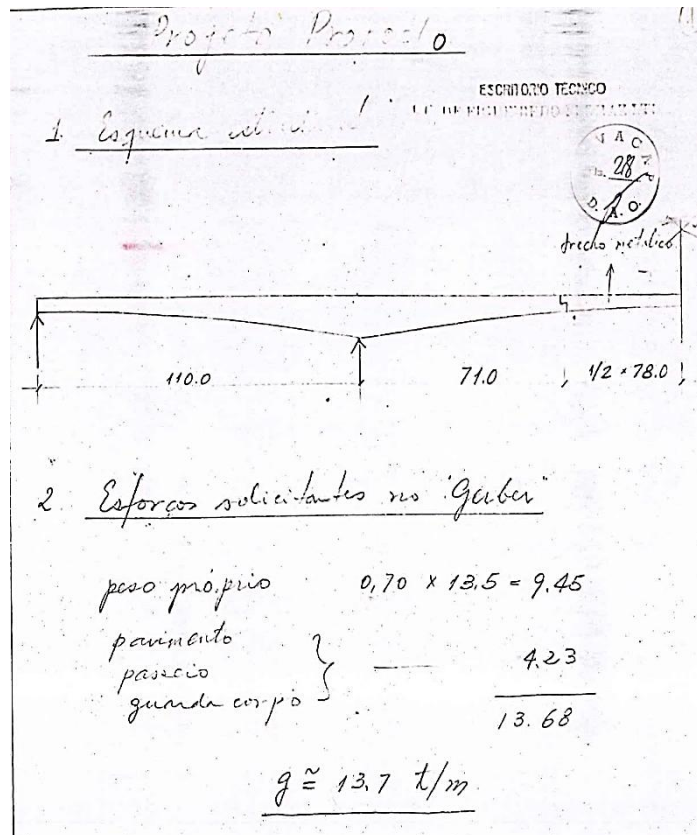
Figura 15 – Solução proposta pelo Escritório Técnico J. C. Figueiredo Ferraz Ltda. para dar prosseguimento à construção da Ponte Honestino Guimarães



Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1976)

A obra foi retomada em 1974, após redimensionamento da ponte e consequentes alterações no sistema estrutural original, passando a ter um trecho metálico em aço anticorrosivo (Corten) de 58,0 m de comprimento, com aproximadamente 550 toneladas, conforme premissas de cálculo de Figueiredo Ferraz utilizando a taxa de 700 kg/m² (Figura 16). O tabuleiro foi apoiado sobre dentes Gerber, aliviando a estrutura em 1/3 do peso do trecho, inicialmente em concreto, conforme mostrado nas Figuras 17 e 18 a seguir.

Figura 16 – Memória de cálculo proposta por Figueiredo Ferraz para implantação de tabuleiro metálico no vão central da Ponte Honestino Guimarães



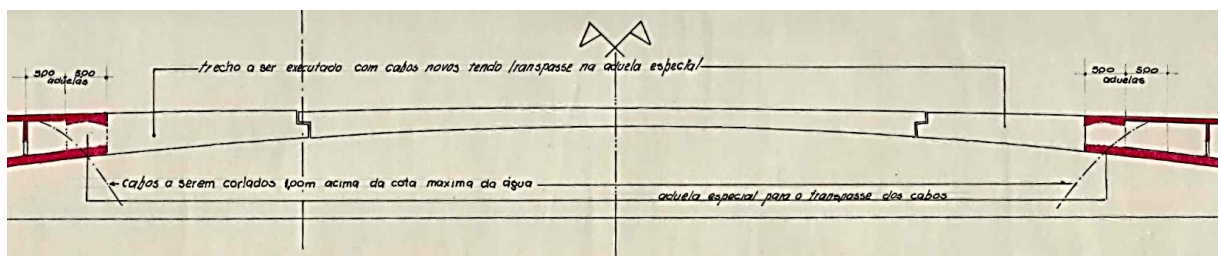
Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1976)

Figura 17 - Projeto da Ponte Honestino Guimarães (modificada) – Seção Longitudinal da Superestrutura



Fonte: NOVACAP/DU/DEP (1976).

Figura 18 – Trecho da planta de recuperação da ponte sobre o lago do Escritório Técnico Figueiredo Ferraz

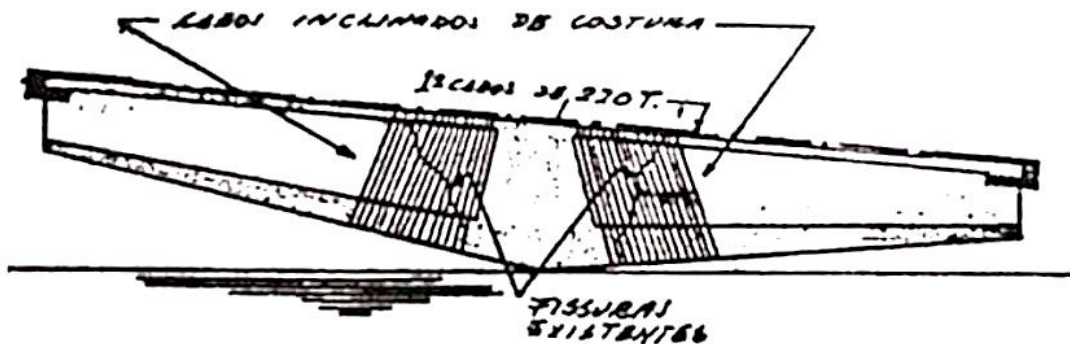


Fonte: (Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil, 1976)

Antes da implantação do trecho metálico ortotrópico no vão central da ponte, melhorias tiveram de serem feitas, a saber:

- Colocação de novos cabos de reforço de 200 tf e 300 tf nas células do tabuleiro;
- Injeção de fissuras e protensão externa vertical na região dos apoios centrais, Figuras 19 e 20;
- Reforço da fundação dos apoios centrais, com acréscimo de 4 tubulões metálicos, com seções diferentes, sendo um trecho inferior com diâmetro de 1,50 m e um trecho superior com diâmetro de 0,80 m, intertravados por vigas de concreto pré-moldado. A fundação original desses apoios era formada por bloco de concreto armado com dimensões 9,0×13,0×4,5 m, apoiado sobre seis tubulões em concreto, com 1,50 m de diâmetro (Figura 21).

Figura 19 - Reforço com uso de protensão externa na região dos apoios centrais



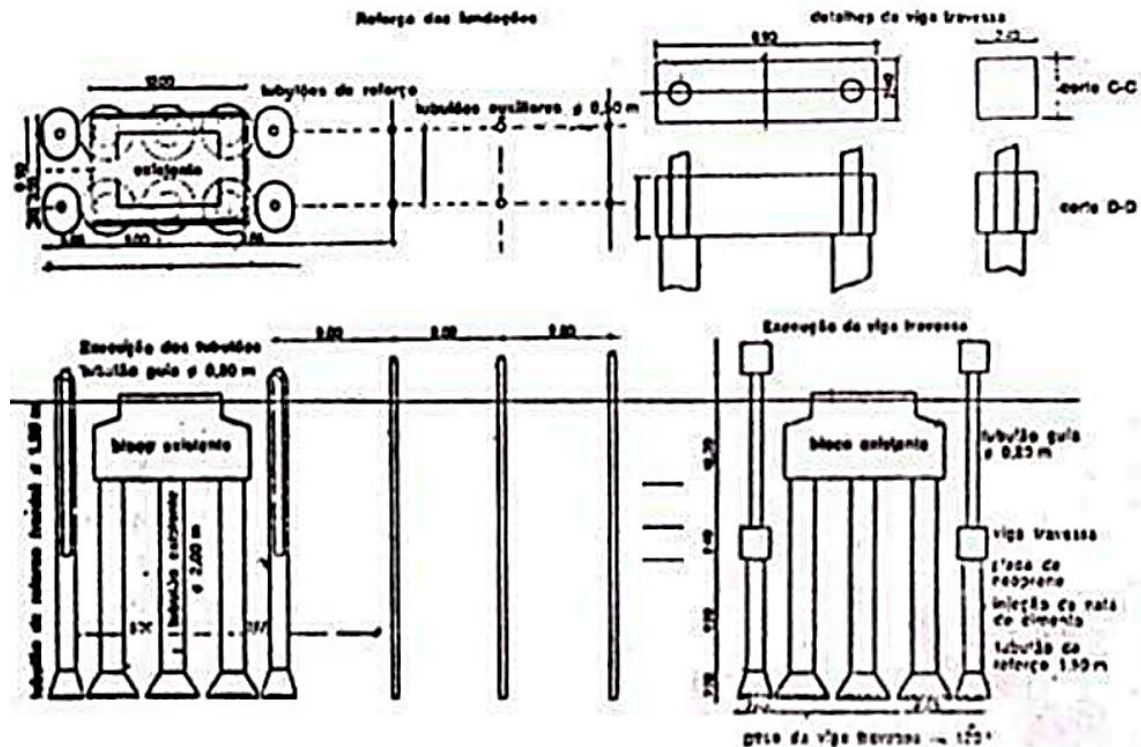
Fonte: Correio Braziliense (1976), *apud* Fonseca (2007).

Figura 20 - Reforço com uso de protensão externa na região dos apoios centrais



Fonte: autoria própria (2023).

Figura 21 - Detalhe da solução de reforço das fundações adotada para a ponte



Fonte: Correio Braziliense (1976), apud Fonseca (2007).

A Figura 22 mostra fotografias do processo de construção do vão central metálico, com o processo de soldagem dos enrijecedores longitudinais e içamento das chapas metálicas.

Figura 22 – Construção metálica soldada do vão central metálico em canteiro de obras



Fonte: Canal do YouTube do Arquivo Nacional [<https://www.youtube.com/watch?v=Kzm49vXYvRc>]

Nas Figuras 23 a 26, está mostrada a sequência de implantação com sucesso do tabuleiro metálico ortotrópico da Ponte Honestino Guimarães. Destaca-se na Figura 23 o reforço executado na fundação da ponte.

Figura 23 – Ponte Honestino Guimarães antes da implantação do tabuleiro metálico ortotrópico, em 1975



Fonte: ArPDF (1976)

Figura 24 - Deslocamento do tabuleiro metálico para implantação no vão central da Ponte Honestino Guimarães



Fonte: ArPDF (1976)

Figura 25 - Implantação do tabuleiro metálico de 58 m no vão central da Ponte Honestino Guimarães, em 1976



Fonte: ArPDF (1976)

Figura 26 – Ponte Honestino Guimarães após a implantação do tabuleio metálico ortotrópico, em 1976



Fonte: ArPDF (1976)

Na Figura 27, mostra-se o momento da inauguração da Ponte Honestino Guimarães, em 6 de fevereiro de 1976, com a presença de autoridades e da população da nova capital do Brasil.

Figura 27 - Inauguração da Ponte Honestino Guimarães, projetada por Oscar Niemeyer



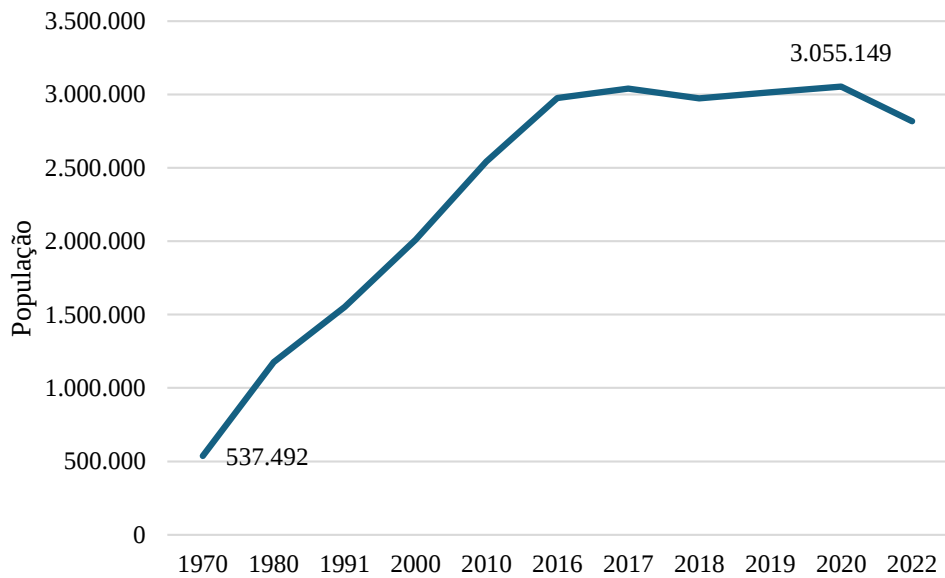
Fonte: ArPDF (1976)

3.1.2 Reestruturação Viária: 1985

Desde a inauguração de Brasília, em 21 de abril de 1960, sua população mais que quintuplicou ao longo dos últimos 65 anos. No mesmo sentido, desde a inauguração da Ponte Honestino Guimarães (anteriormente denominada Ponte Costa e Silva), em 1976, a população do Distrito Federal triplicou, conforme dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), mostrado na Figura 28.

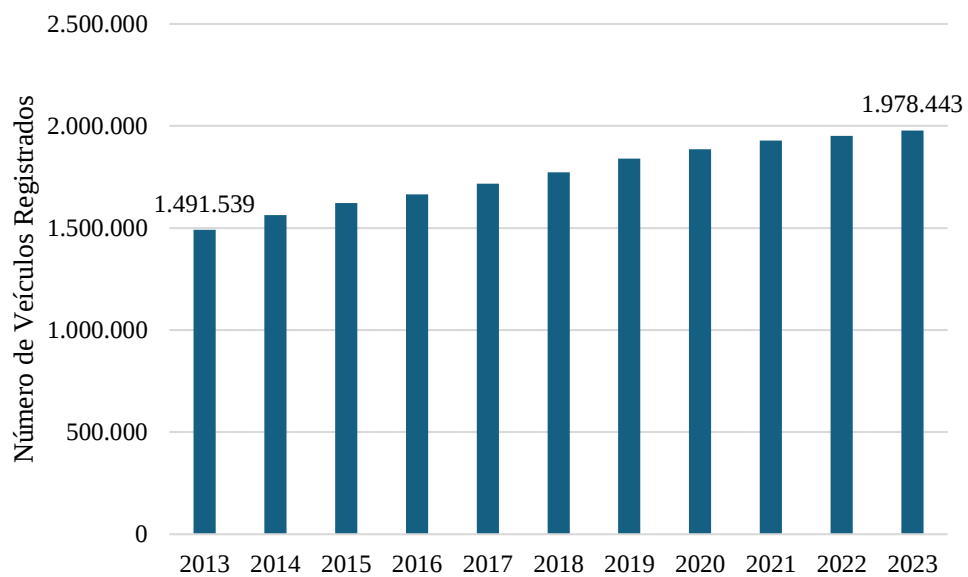
A Figura 28 apresenta a evolução do número de veículos registrados no Distrito Federal ao longo de uma década, de 2013 a 2023. Já a Figura 29 mostra as características da frota em circulação no DF até o ano de 2023, de acordo com dados do Departamento de Trânsito (Detran - Departamento de Trânsito do Distrito Federal, 2023).

Figura 28 – Evolução da população total de Brasília



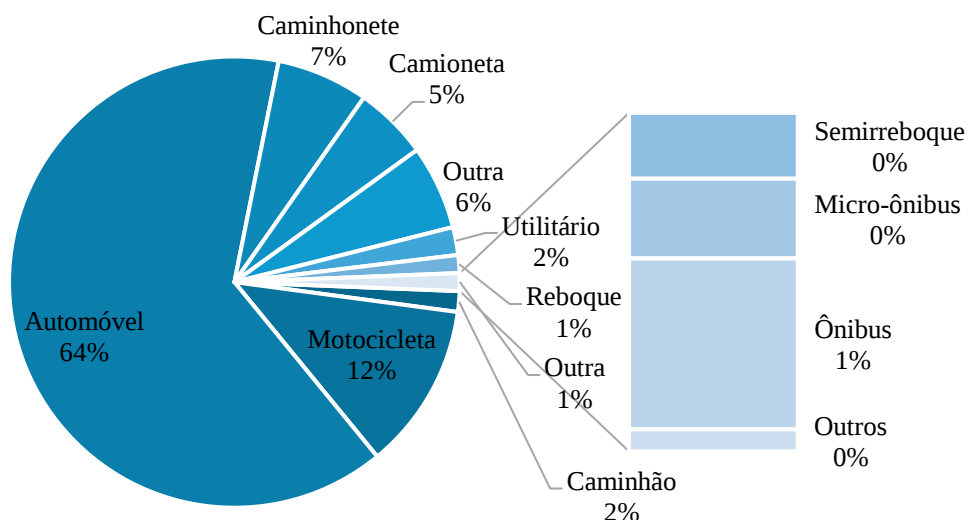
Fonte: adaptado IPEDF (2024)

Figura 29 – Evolução do número de veículos de 2013 a 2023



Fonte: adaptado de Detran (2023).

Figura 30 – Características dos veículos registrados no DF em circulação até 2023



Fonte: adaptado de Detran (2023).

Manipulando os dados por regra de três simples, podemos estimar que o número de veículos de 1970 a 1985 aumentou de 400 mil veículos, aproximadamente, para próximo de 1 milhão em 1985. Em razão desse crescimento urbano e do aumento no fluxo de veículos, o Governo do Distrito Federal (GDF) solicitou a Niemeyer a elaboração de um projeto de reforma para atualização da Ponte Honestino Guimarães para atendimento da população.

A principal alteração consistiu na ampliação da capacidade viária, com a inclusão de uma terceira faixa de rolamento, elevando o total de duas para três faixas, visando melhorar o tráfego na região. Além da expansão da pista, foram colocadas duas adutoras de água tratada, instaladas sob os passeios de pedestres, nas laterais da ponte, com o objetivo de reforçar o abastecimento na Região Administrativa do Lago Sul, área em expansão demográfica e urbana, Figuras 31 a 33, a seguir. Somado a isso, houve o rebaixamento das muretas laterais, com a instalação de um novo sistema de iluminação.

A technical drawing of a rectangular object, possibly a tray or a component of a machine. It features three large, empty, rounded rectangular compartments arranged horizontally. The object has mounting brackets or handles on the left and right sides. The drawing is a line sketch with some shading, suggesting a three-dimensional form.

Figura 32 - Modificações realizadas no passeio de pedestres para colocação das adutoras de água

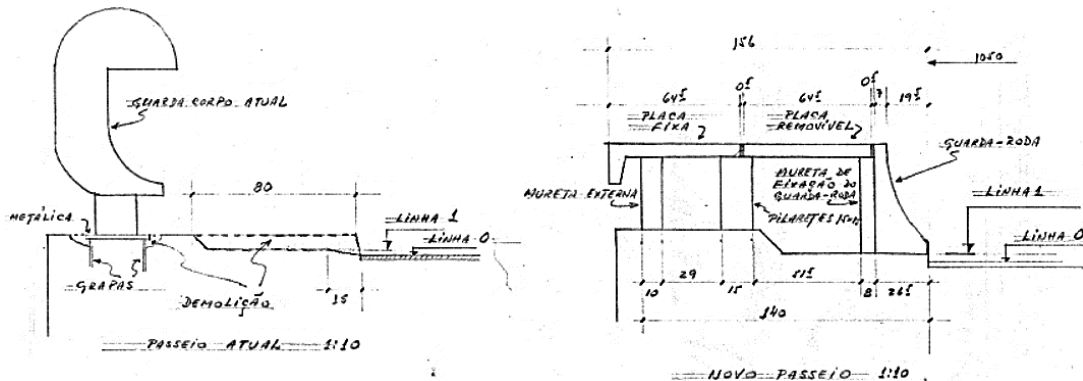


Figura 33 – Adutora de água exposta após demolição do passeio de pedestres, durante a obra de recuperação



32

3.1.3 Recuperação e Reforço Estrutural: 2021 a 2024

Em 5 de janeiro de 2014, quase 40 anos após sua inauguração, ocorreu um incidente na Ponte Honestino Guimarães: o deslocamento de duas peças que compõem o guarda-rodas na região da junta de dilatação, entre o trecho de concreto protendido e o metálico, e, conseqüentemente, a queda das placas que protegem a tubulação de passagem sob a passarela de pedestres.

Para verificar a necessidade de reabilitação, foram realizadas inspeções visuais, levantamentos geométricos e topográficos, registros fotográficos, extração de amostras de concreto, análise do projeto original da construção e, após algumas ocorrências ao longo do tempo, monitoração estrutural.

Danos diversos foram identificados na superestrutura da ponte: fissuras nas almas das vigas-caixão, falhas de concretagem, aumento da sobrecarga permanente devido à espessura da camada atual de pavimento, lixiviação do concreto e, principalmente, uma flecha aproximada de 40 cm nas vigas em balanço.

Os danos foram simulados no modelo numérico da ponte, indicando que a flecha excessiva no vão central poderia ser resultado da perda de protensão devido à corrosão sob tensão e fadiga, reduzindo a rigidez estrutural e podendo levar a um colapso repentino (Almeida et al., 2021).

Figura 34 – Deslocamento do guarda-rodas para o interior da pista, em 5 de janeiro de 2014



Fonte: Almeida et al. (2021).

Diante desse cenário, o Governo do Distrito Federal contratou, por meio de licitação, uma empresa de engenharia, no valor de R\$ 13.485.478,02, para executar obras de recuperação, reforço estrutural e revitalização da Ponte Honestino Guimarães, iniciadas em março de 2021 e finalizadas em 2024.

Em 2021, obras de recuperação estrutural foram iniciadas, incluindo reforço das longarinas por meio de protensão externa com seis cabos com 27 cordoalhas de 15,2 mm de diâmetro (Figura 35). A empreiteira subcontratou um escritório de engenharia de São Paulo para elaborar o projeto executivo do reforço por protensão externa. O projetista relatou a necessidade de se reforçar as almas das vigas-caixão com a aplicação de mantas de fibra de carbono, para combater os esforços de cisalhamento (Figura 36), melhorando a capacidade estrutural da ponte. A Novacap contratou uma empresa de engenharia especializada nesse tipo de reforço pelo valor de R\$ 7.745.738,11.

Figura 35 – Instalação da protensão externa fixada na alma do tabuleiro da ponte



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 36 – Aplicação de fibras de carbono na estrutura em concreto da ponte: (a) externa; (b) interna



(a)



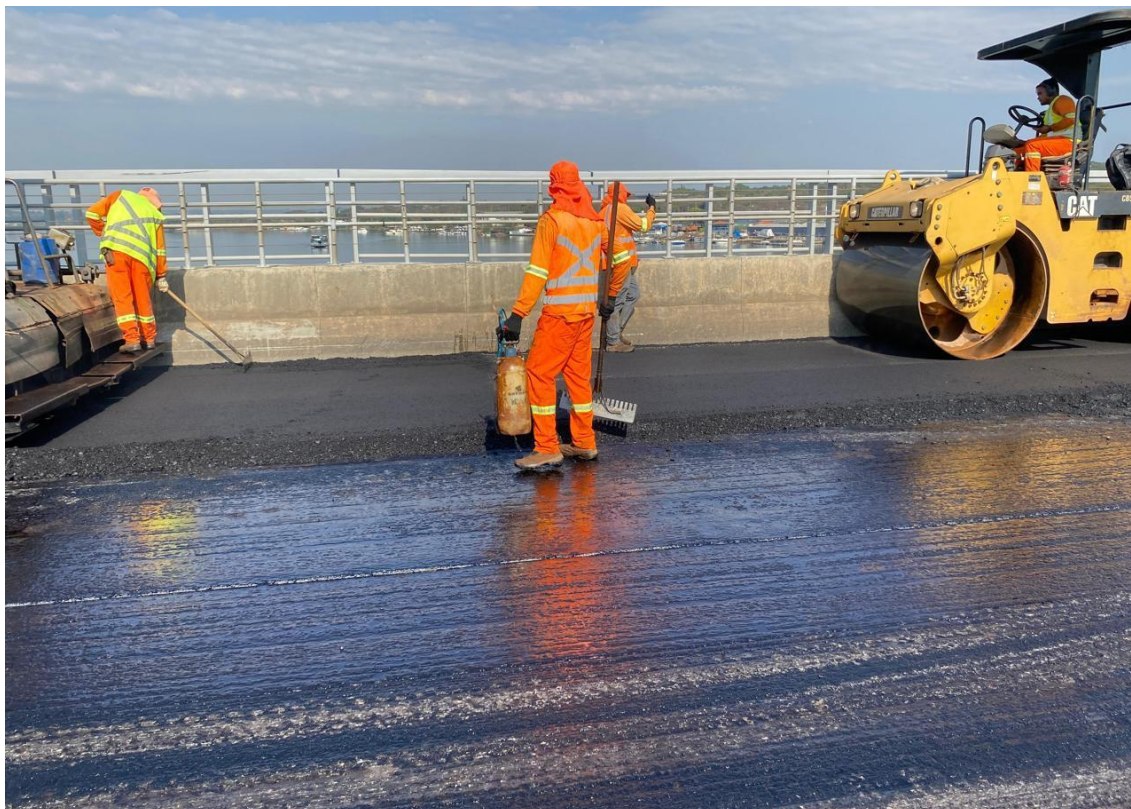
(b)

Fonte: autoria própria (2023).

Contudo, antes do início desses serviços, foi necessário remover os entulhos acumulados no interior da ponte, decorrentes de ocupações irregulares. Em seguida, procedeu-se à injeção de mais de uma tonelada de resina epóxi nas fissuras, à cristalização dos elementos de concreto e à proteção das armaduras expostas à corrosão.

Além disso, foram substituídas as juntas de dilatação e os aparelhos de apoio metálicos elastoméricos do vão central metálico. Também foram instalados novos dispositivos de segurança, incluindo vigas de borda e barreiras tipo Jersey, fixadas à estrutura da ponte por meio de barras de aço. Por fim, foram executadas a substituição do pavimento asfáltico (Figura 37) e a aplicação de pintura de proteção de alta durabilidade.

Figura 37 – Substituição do revestimento asfáltico



Fonte: autoria própria (2024).

3.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

3.2.1 Tabuleiro em Concreto Armado e Protendido

A seção transversal do tabuleiro da ponte é composta por 3 células de 4,5 m de largura, resultando uma largura total de 13,5 m com altura variável, sendo 12 m nos apoios e 2,1 m no meio do vão. Essa largura compreendia originalmente dois passeios laterais para pedestres, um canteiro central e duas faixas de rolamento. Na Tabela 1, está apresentado um resumo dos quantitativos originais da Ponte Honestino Guimarães.

Tabela 1 - Quantitativos originais de construção da Ponte Honestino Guimarães

Comprimento	440,00	m
Laje de transição	12,00	m
Comprimento total	452,00	m
Largura	13,50	m
Área de tabuleiro	6.102,00	m ²
Número de faixas de rolamento (a partir de 1985)	3	
Largura das faixas de rolamento	3,50	m
Número de vãos	3	
Vão central	220,00	m
Vãos laterais	110,00	m
Volume de concreto protendido	9.905,31	m ³
Armadura de protensão com cabos de 40, 220 e 300 tonf	546.266,00	kg
Armadura convencional	1.013.309,00	kg
Área de forma	15.666,00	m ²
Largura do passeio	1,50	m
Comprimento do passeio	904,00	m
Volume de concreto do passeio	271,20	m ³

Fonte: Fonseca (2007).

Figura 38 – Vista panorâmica inferior do arco em concreto protendido. Detalhe para o reforço vertical na região do apoio central da margem do Lago Sul



Fonte: autoria própria (2023).

3.2.2 Tabuleiro Metálico Ortotrópico

Segundo Debs & Takeya (2005), as primeiras pontes metálicas surgiram no final do século XVIII em ferro fundido e somente a partir da metade do século seguinte, com o desenvolvimento das ferrovias, o emprego do aço na construção de pontes se expandiu. Ressalta que a partir de 1850 pontes em treliça metálica com 124 metros foram construídas. Contudo, pontes em tabuleiro metálico ortotrópico surgiram na década de 1950 (G. Alencar et al., 2019; Pedro & Reis, 2013). Estes são caracterizados pelo baixo peso próprio e elevada capacidade de suporte.

Conforme mencionado, para se concluir a obra da ponte, o projeto original teve que ser revisado e um trecho metálico de 58 m teve de ser adicionado, com a finalidade de aliviar os esforços no tabuleiro em concreto protendido em 1/3 do peso, aproximadamente.

As informações de geometria da ponte foram obtidas por meio de levantamento *as built* da estrutura, produzido por Almeida (2018) para a NOVACAP e por meio de inspeções próprias realizadas na estrutura pelo autor. Para tanto, o acesso à ponte se dá via lateral, por um alçapão de acesso (Figura 39). As Figuras 42 e 40 representam fotografias realizadas no local. Já as Figuras 43 a 45 mostram a planta e cortes da estrutura, retiradas do levantamento *as built*. Sobre as mesas superiores do caixão metálico, repousa uma laje de concreto de espessura variável.

Figura 39 - Alçapão de acesso ao vão central metálico



Fonte: Almeida (2018).

Figura 40 - Interior do tabuleiro metálico com visualização ao longo da direção longitudinal



Fonte: autoria própria (2023).

Figura 41 – Apoio do tabuleiro metálico sobre o arco de concreto protendido da margem do Lago Sul



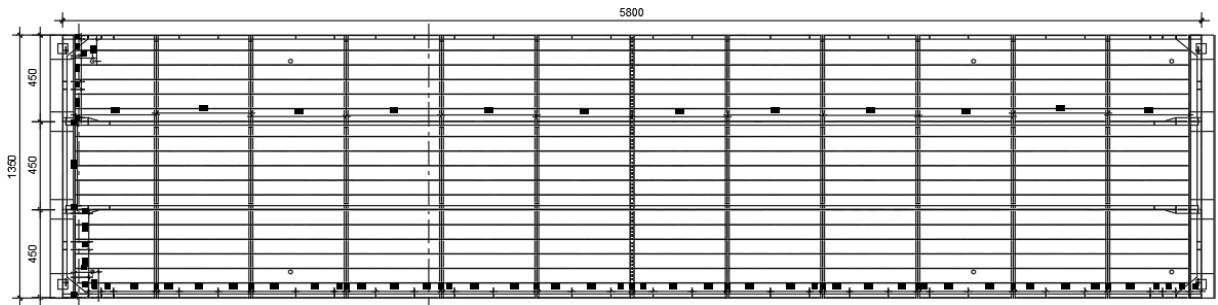
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 42 – Detalhe do apoio tabuleiro sobre o Dente Gerber do arco em concreto protendido



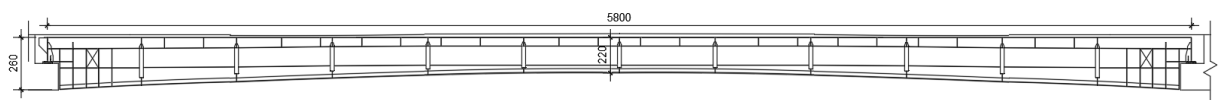
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 43 - Tabuleiro metálico em planta



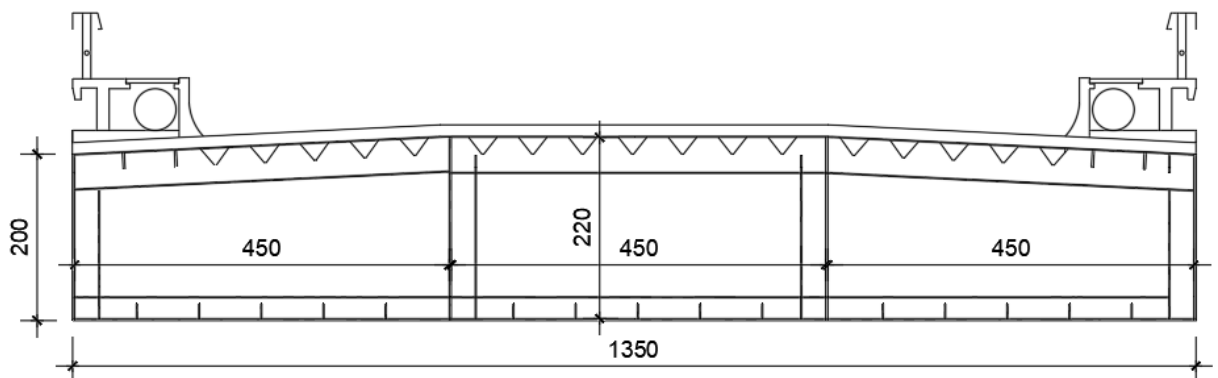
Fonte: Almeida (2018).

Figura 44 - Corte longitudinal do tabuleiro metálico



Fonte: Almeida (2018).

Figura 45 - Corte transversal do tabuleiro metálico no meio do vão



Fonte: autoria própria (2025).

Destaca-se que, no modelo *as built*, não foi indicado o caimento transversal da pista nas extremidades, que foram identificadas *in loco* e existem para garantir o escoamento de água pluvial (esse detalhe construtivo, inclinações laterais transversais, foi contemplado no modelo numérico construído e descrito no capítulo 4 deste documento, a partir do levantamento realizado). No modelo computacional descrito no capítulo 4, foi feita a modelagem desse caimento na transversal na própria estrutura do caixão metálico, como identificado pelo levantamento realizado.

3.2.3 Geometria das Seções

A estrutura metálica é composta por diversos enrijecedores ao longo de sua geometria, tanto nas mesas superior e inferior, quanto nas paredes (internas e externas), além de diafragmas, configurando um tabuleiro do tipo ortotrópico, isto é, que possui uma rigidez dominante no sentido longitudinal. A estrutura conta com esses elementos dispostos transversalmente e longitudinalmente ao longo do seu comprimento, como mostram as Figuras 46 e 47. A Tabela 2 apresenta as dimensões dos perfis metálicos presentes no tabuleiro, que foram obtidas *in loco*. As espessuras das chapas de constituição dos caixões e das paredes foi medida em 10 mm.

Figura 46 - Detalhe contraventamento, perfil T transversal da mesa inferior, enrijecedores longitudinais e perfil T das paredes



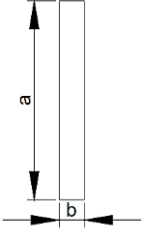
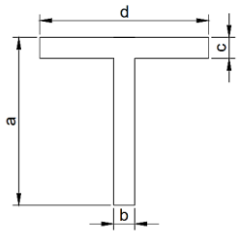
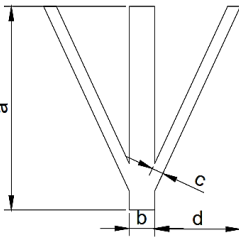
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 47 - Detalhe do encontro entre perfil I transversal e nervura longitudinal da mesa superior



Fonte: autoria própria (2023).

Tabela 2 - Perfis metálicos (dimensões em mm)

Item	Descrição	Perfil	Seção	a	b	c	d
1	Enrijecedor longitudinal da mesa inferior do tabuleiro metálico	Retangular		170	13		
2	Enrijecedor longitudinal das almas do tabuleiro			175	14	-	-
3	Perfil T transversal soldado na mesa inferior	T		400			
4	Contraventamento diagonal dos diafragmas			200			
5	Perfil T transversal soldado na mesa superior			530			
6	Perfil T transversal soldado na alma do tabuleiro			300			
7	Nervura da mesa superior	Retangular enrijecido		320	27.5	10	130

Fonte: autoria própria (2023).

3.2.4 Aparelhos de Apoio

Segundo o Manual de Custos de Infraestrutura do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT, “os aparelhos de apoio são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infraestrutura, no caso das pontes não aporticadas” (DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017). Esses dispositivos cumprem três funções principais em estruturas de pontes: transmitir as cargas da superestrutura para a mesoestrutura ou infraestrutura; permitir a movimentação longitudinal da superestrutura, resultante de efeitos de expansão e retração térmica; permitir a rotação da superestrutura decorrente das deflexões estruturais.

Nesse contexto, existem três grandes classes de aparelhos de apoio: elastoméricos, metálicos esféricos e metálicos elastoméricos. A reforma da Ponte Honestino Guimarães previa a substituição dos aparelhos de apoio existentes por oito aparelhos de apoio metálicos elastoméricos para o vão central metálico (Almeida, 2018). Esse tipo de aparelho de apoio permite mobilidade por translação (segundo um ou dois eixos) e por rotação (segundo um, dois ou três eixos), segundo o manual. A Figura 48 mostra como estava um dos aparelhos de apoio antes da sua substituição em 2023. A Figura 50 mostra a elevação da estrutura metálica em junho de 2023 por meio de macacos hidráulicos, para a troca dos aparelhos de apoio como parte de um processo de revitalização, com a respectiva elevação da superestrutura do vão central metálico.

Figura 48 - Aparelho de apoio do vão central antes da reforma



Fonte: Fonte: autoria própria (2023).

Figura 49 - Aparelho de apoio do vão central durante a reforma



Fonte: Fonte: autoria própria (2024).

Figura 50 - Detalhe de um dos aparelhos de apoio na ponte sendo substituído



Fonte: autoria própria (2024).

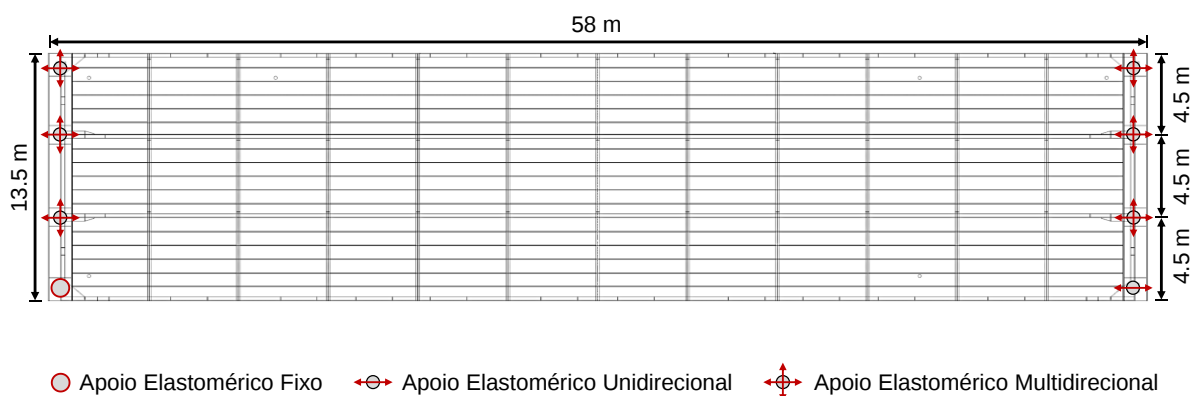
Conforme DNIT (2017), os aparelhos de apoio metálicos elastoméricos possuem um elastômero, peça central do aparelho de apoio, que é confinado dentro da base de cada aparelho, de modo a acompanhar sua rotação, semelhante a um fluido viscoso. Para garantir o seu funcionamento, o elastômero possui um anel elástico de vedação preso em si, feito de um

plástico duro. Esse anel pode deslizar na parede interna da base do aparelho de apoio sem se desgastar e se adaptar às deformações.

De acordo com os graus de liberdade restritos, os aparelhos de apoio também podem ser classificados em fixos, unidirecionais e multidirecionais. Os aparelhos fixos transmitem forças nas três direções axiais e não permitem nenhum movimento de translação, os aparelhos unidirecionais movimentam-se em uma direção e transmitem forças na direção perpendicular a esse eixo e os multidirecionais permitem movimento longitudinal e transversal (DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2017). Para os três casos, em caso de apoios esféricos, as rotações em torno dos três eixos axiais são liberadas.

Segundo as Especificações Técnicas dos Serviços de Recuperação e Reforço Estrutural e Revitalização da Ponte Costa e Silva (Almeida, 2018), foi especificada a instalação de um aparelho fixo (restrição ao deslocamento longitudinal e transversal), um aparelho unidirecional (movimento longitudinal livre) e os seis restantes multidirecionais (movimentos longitudinal e transversal liberados), Figura 51. Além disso, para todos os aparelhos de apoio, foi especificada uma capacidade de carga vertical no Estado Limite de Serviço de 1.400 kN e deslocamento de ± 50 mm. Contudo, o projetista do projeto executivo escolheu aparelhos de apoio de 1.000 kN e tolerância de ± 50 mm.

Figura 51 – Nova configuração dos aparelhos de apoio a partir de junho de 2023



Fonte: autoria própria (2025).

4 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

4.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO

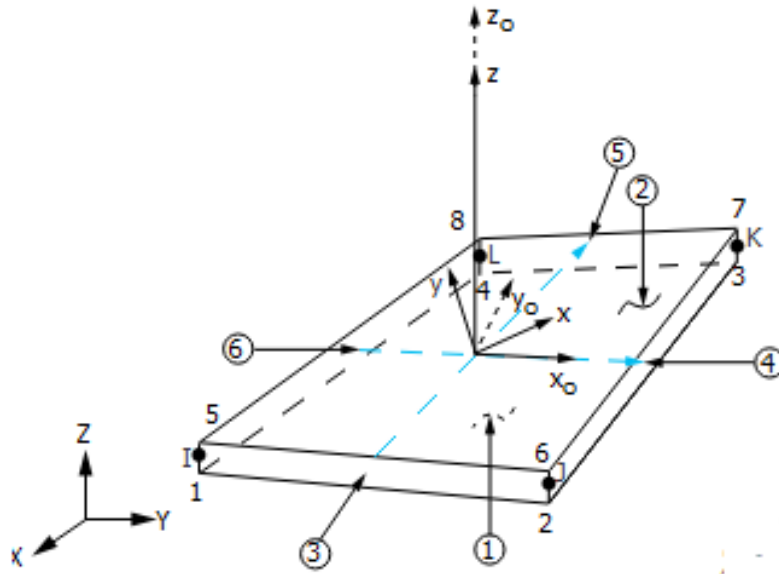
Para a elaboração do modelo da ponte, foi utilizado o programa computacional ANSYS v. 17.2, sendo desenvolvido um código na linguagem de apoio do ANSYS, o ANSYS *Parametric Design Language* (APDL) para a leitura pelo programa. O ANSYS é um programa que realiza modelos e análises em elementos finitos, permitindo, dentre outras funcionalidades, a análise linear estática e a análise linear dinâmica modal (ANSYS Inc., 2009).

O código em APDL foi utilizado para a elaboração da geometria geral do tabuleiro e lançamento dos valores iniciais dos materiais. Em seguida, foram realizados ajustes finos no modelo utilizando as ferramentas dentro da própria interface do programa. Do mesmo modo, para a variação dos parâmetros descrita no item 6.1.1 Parâmetros dos Materiais, também foram utilizadas as ferramentas internas do programa, de modo a facilitar a mudança e o processamento do modelo.

4.2 CONSTRUÇÃO DO MODELO

A partir das informações citadas no capítulo anterior, foi construído o código em APDL, sendo que as instruções de programação são lidas pelo programa para construção e respectiva visualização gráfica do modelo. As mesas superior e inferior do tabuleiro, as paredes laterais e internas e as vigas das regiões de apoio foram modeladas como elementos *shell181*, com 10 mm de espessura, exceto as vigas dos apoios, que possuem 13,5 mm. Esses elementos são elementos de casca com 4 nós e 6 graus de liberdade em cada nó (ANSYS Inc., 2009), com função de forma linear, recomendado para cascas esbeltas (Figura 52).

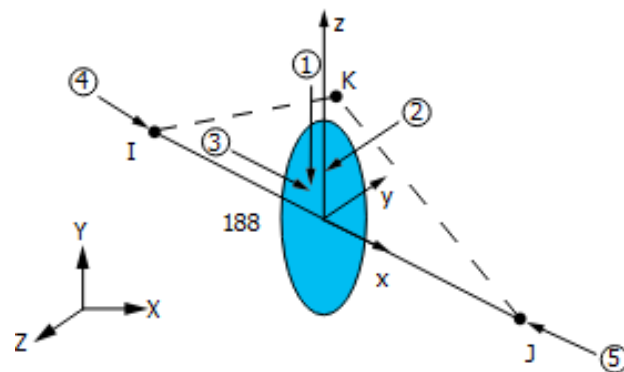
Figura 52 - Representação do elemento shell181



Fonte: ANSYS (2009).

As vigas internas à estrutura foram modeladas como elementos de *beam188* embebidos nos elementos de placa, tendo suas seções definidas conforme descrito anteriormente. Isso significa que os nós das malhas desses elementos coincidem com os nós dos elementos *shell181*. Esse tipo de elemento no ANSYS é caracterizado por ser linear com 6 graus de liberdade em cada nó, como observa-se na Figura 53. Trata-se de um elemento de viga tridimensional baseado na teoria de vigas de Timoshenko.

Figura 53 - Representação do elemento beam188



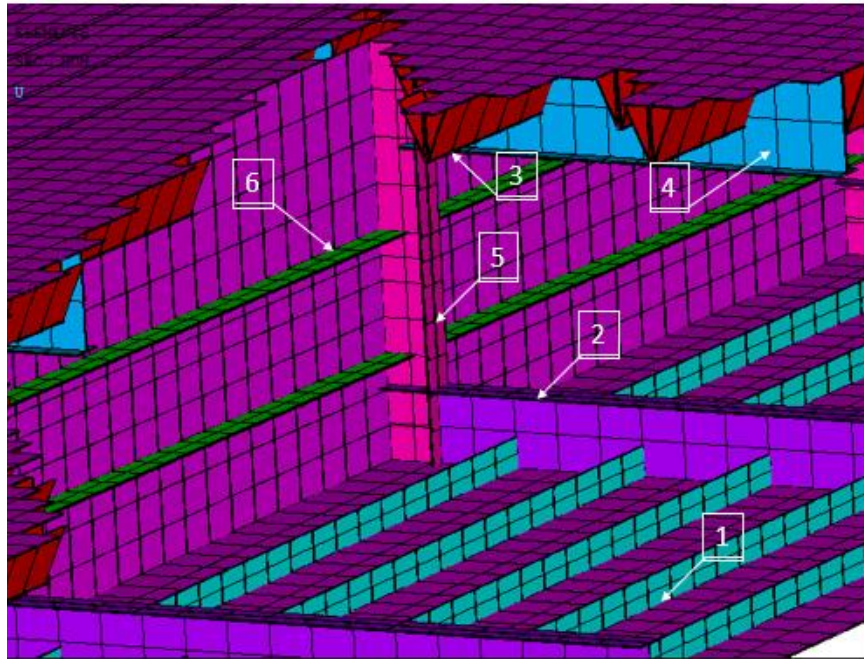
Fonte: ANSYS (2009).

Os elementos de viga sofreram *offset* em relação ao seu centroide para se acomodarem apropriadamente à estrutura. Isso é necessário, pois, na posição padrão feita pelo ANSYS, os

centroides dos elementos *beam188* e *shell181* se coincidem. Entretanto, na estrutura real, o que acontece é a junção das mesas e paredes nos bordos dos perfis metálicos. Dessa forma, o *offset* serve justamente para realizar esse deslocamento da posição das vigas no modelo, ainda que as linhas guia dessas vigas estejam dentro dos elementos de casca. Esse *offset* é importante principalmente no que tange ao cálculo da rigidez à flexão desses elementos (o momento de inércia de área é calculado com relação a um *offset* em relação ao centroide, sendo recalculado apropriadamente internamente pelo programa por meio do teorema dos eixos paralelos).

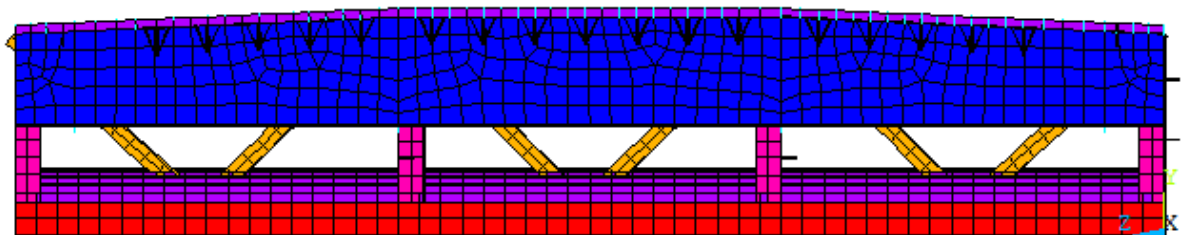
As Figuras 54 e 55 ilustram o modelo desenvolvido. A Figura 56 mostra um comparativo entre o interior numérico e o real. As numerações constantes na Figura 54 estão identificadas na Tabela 2, do item 3.2.3 Geometria das Seções.

Figura 54 - Detalhe interno de um dos caixões do modelo, com as seções especificadas no item 3.2.3



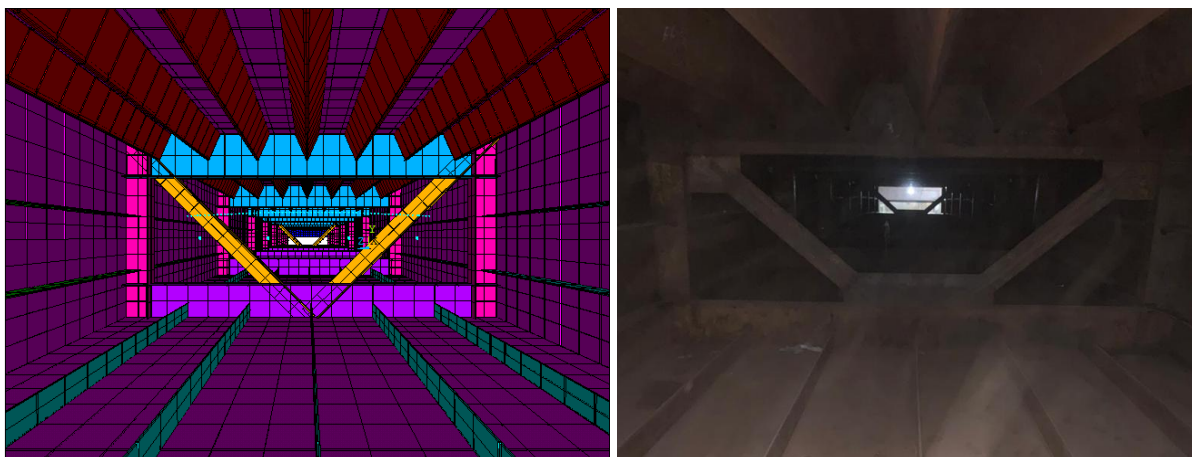
Fonte: autoria própria (2024).

Figura 55 - Seção transversal do modelo



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 56 - Comparação entre um dos caixões do modelo e da estrutura real



Fonte: autoria própria (2024).

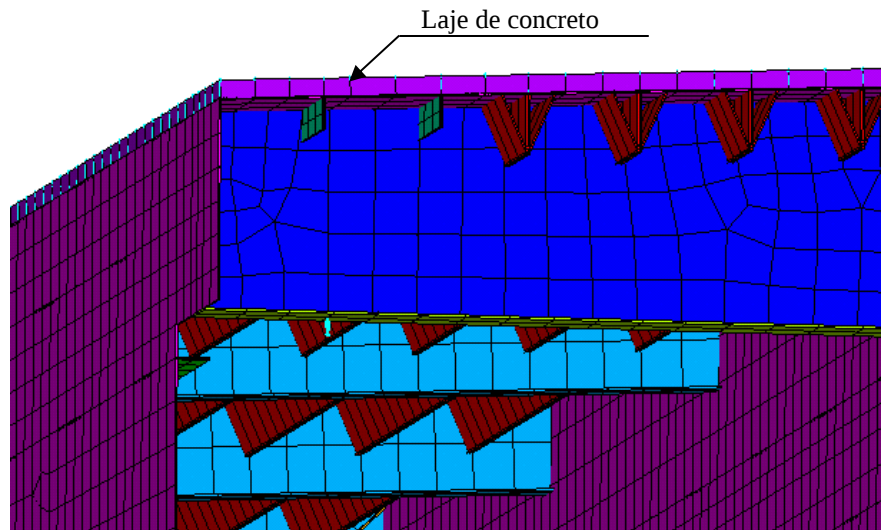
Para a inserção da laje de concreto, foi replicada a mesma disposição dos elementos *shells* da mesa superior do tabuleiro e inseriu-se o material de concreto (Figura 57). A espessura média de laje considerada foi de 10 cm, estimada de acordo com inspeções feitas durante a reforma da ponte (Figura 58).

Figura 57 - Laje de concreto sobre o tabuleiro metálico da ponte, em comparação a um disco de serra circular



Fonte: autoria própria (2023).

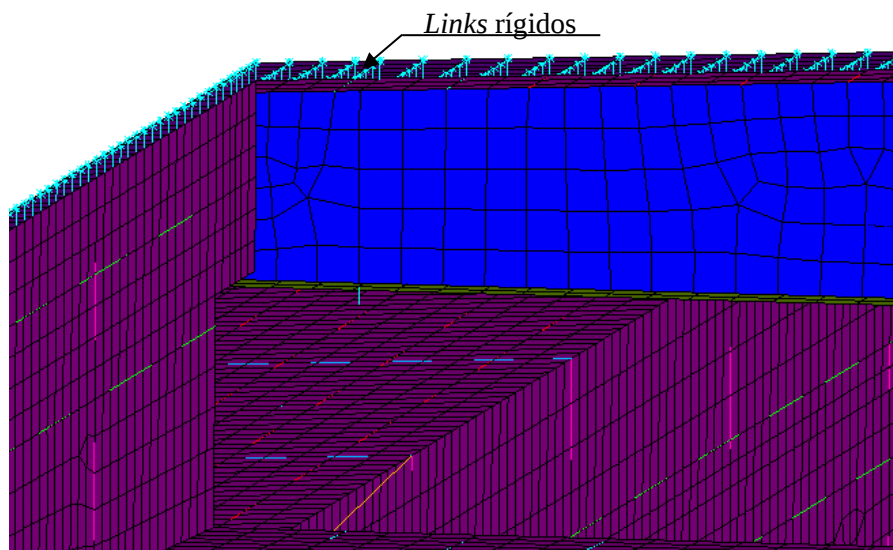
Figura 58 - Detalhe da laje de concreto no modelo numérico (com renderização da volumetria)



Fonte: autoria própria (2024).

Após a inserção da laje de concreto sobre a estrutura do tabuleiro, foi necessária a realização da conexão entre esses elementos para que estes trabalhem em conjunto na estrutura (hipótese que foi confirmada experimentalmente no capítulo 6.3). Para isso, foram adicionados *links* rígidos, elementos do tipo MPC184, para conectar cada nó dos *shells* da estrutura metálica à laje de concreto, como ilustra a Figura 59. Esses elementos não existem na estrutura real, mas são usados como artifício para reproduzir o comportamento estrutural da ponte. Portanto, são elementos com massa nula.

Figura 59 - Detalhe das conexões entre a mesa superior metálica e a laje de concreto



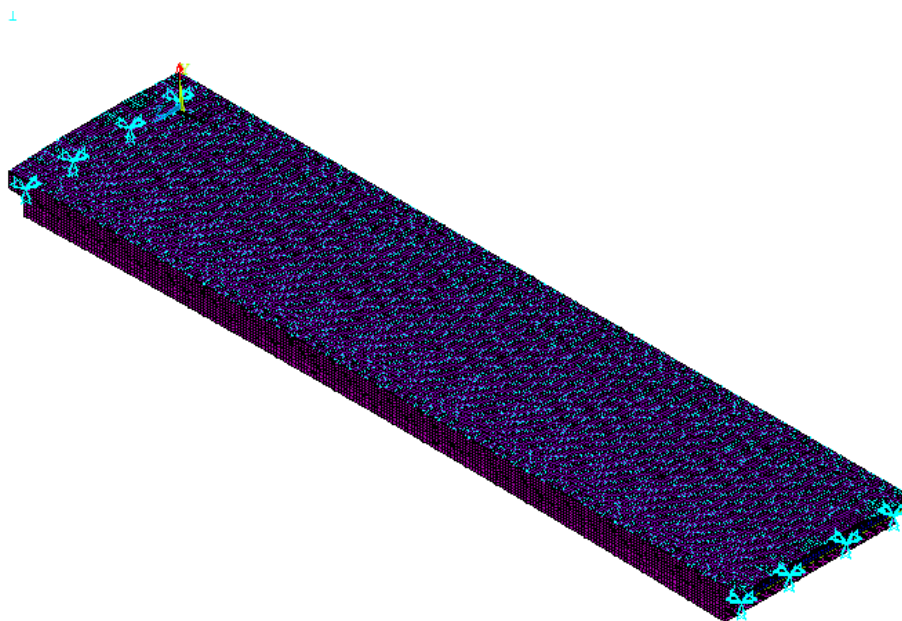
Fonte: autoria própria (2024).

Ademais, após a inserção da laje de concreto, foi inserido o revestimento asfáltico como elemento do tipo *mass21*. Esse é um elemento pontual com 6 graus de liberdade (ANSYS Inc., 2009), apesar de apenas um grau de liberdade ser usado, que corresponde às forças inerciais verticais devido à gravidade e à massa do revestimento asfáltico. Foi considerado que a massa específica e a espessura da camada de pavimento asfáltico são incertas, portanto, são parâmetros variáveis. O intervalo de valores considerado para a massa específica foi de 1800 a 2200 kg/m³, enquanto o intervalo de valores para a espessura foi de 1 a 5 cm.

A discretização da malha dos elementos é realizada por meio do comando *mesh* (ANSYS Inc., 2009). Nesse caso, buscou-se criar elementos de dimensões aproximadas de 25 cm. Com isso, obteve-se um total de 84,429 elementos e 57,130 nós no modelo inicial. A Figura 60 mostra o modelo completo do vão central metálico.

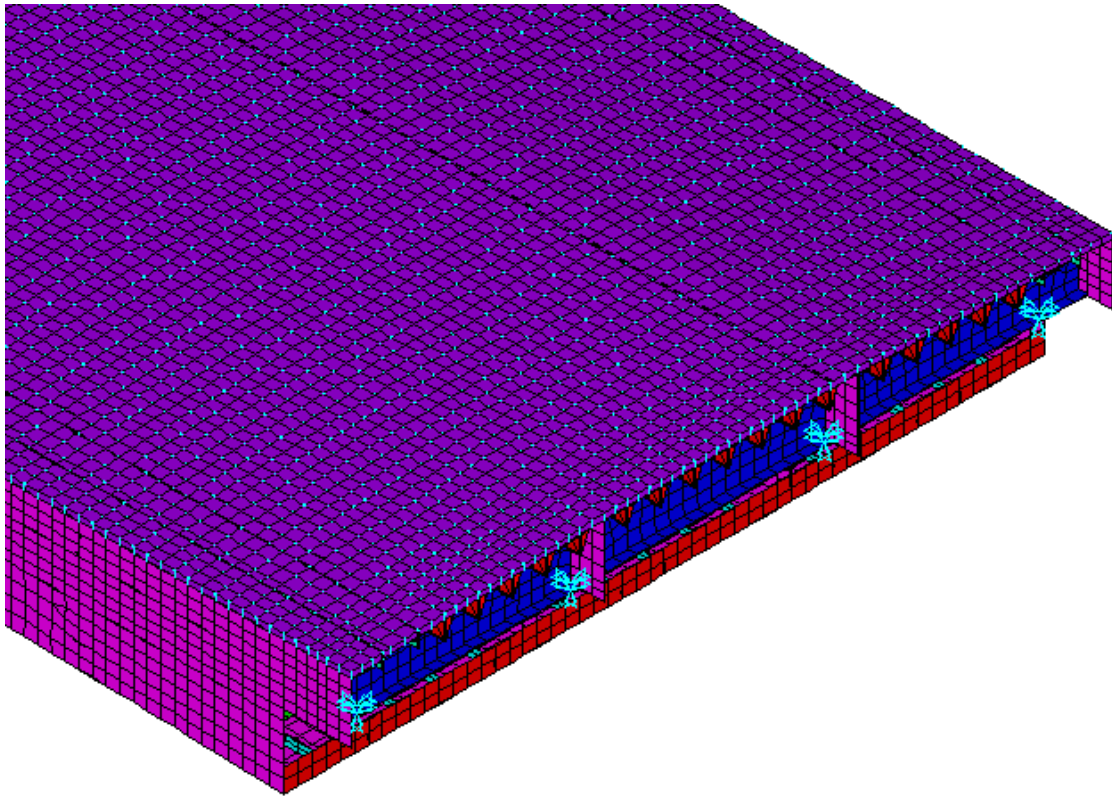
Nos apoios, o vão central metálico possui uma transversina em seção T invertida para transmissão dos esforços cortantes para o arco de concreto sobre o qual se apoia em quatro pontos (quatro aparelhos de apoio esféricos em cada extremidade), como será explicado na seção seguinte (Figura 61). Observe que este modelo ainda não apresenta os nova guarda rodas New Jersey construídos a partir da reforma da ponte em 2022. Este modelo numérico foi revisto no capítulo 6 deste documento, com a atualização dos parâmetros do concreto (concretagem a partir de 2022 a 2023), com módulo de elasticidade superior, representativo das novas barreiras New Jersey construídas sobre a ponte e fixadas por meio de grampos à laje antiga.

Figura 60 - Modelo completo do vão central metálico



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 61 - Detalhe de uma das extremidades do tabuleiro



Fonte: autoria própria (2024).

4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

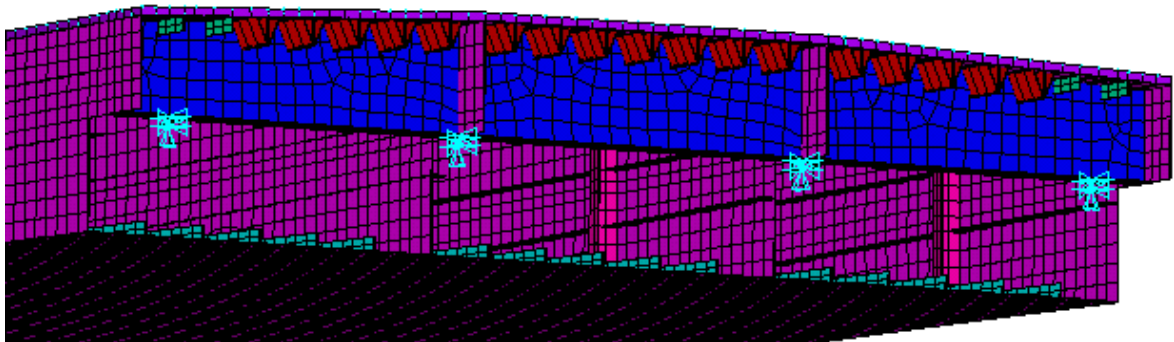
O tabuleiro metálico da ponte é apoiado sobre as extremidades em balanço dos arcos de concreto protendido, os quais estão sujeitos a deflexões. Diante disso, é necessário estimar a constante de mola correspondente ao apoio, a fim de representá-lo adequadamente no modelo numérico do tabuleiro. Essa constante, também conhecida como rigidez elástica do apoio, segue o conceito da mola de Winkler, na qual a reação é proporcional ao deslocamento local, sem interação com pontos adjacentes (Bowles, 1996).

A mola de Winkler é um modelo simplificado amplamente utilizado em análises numéricas para representar o comportamento do solo ou de apoios elásticos em contato com estruturas. Concebido por Emil Winkler em 1867, esse modelo assume que o solo ou apoio reage à carga aplicada por meio de uma série de molas lineares independentes, distribuídas ao longo da base da estrutura. Cada ponto da fundação sofre uma reação proporcional ao deslocamento vertical local, sem interação com os pontos vizinhos (Bowles, 1996).

Considerando que há quatro aparelhos de apoio em cada extremidade apoiada da ponte, o peso próprio do arco metálico foi distribuído entre esses quatro apoios (Figura 62). Como a rigidez das molas é um dos parâmetros mais incertos no modelo, sua definição adequada foi determinante durante o processo de calibração numérica da estrutura.

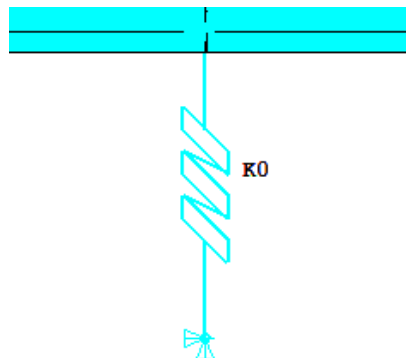
No modelo numérico da ponte, o elemento finito utilizado para representar os apoios do tipo mola de Winkler foi o COMBIN14, disponível no ANSYS. Esse elemento unidimensional possui rigidez apenas em uma direção, modelada por uma constante elástica k , expressa em N/m (Figura 63).

Figura 62 - Detalhes das condições de contorno da estrutura no modelo



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 63 - Representação das molas no modelo



Fonte: autoria própria (2024).

5 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

5.1 ASPECTOS GERAIS

As propriedades dinâmicas dos sistemas estruturais, particularmente as frequências naturais e os modos de vibração, constituem indicadores fundamentais para avaliar a integridade e o desempenho de pontes. Esses parâmetros refletem diretamente a rigidez do sistema e podem revelar anomalias, como fissuras ou degradação de materiais, por meio de alterações em seus valores. Para mensurá-los, utilizam-se três categorias principais de ensaios: vibrações livres, vibrações forçadas e monitoração sob tráfego normal.

A escolha da técnica de ensaio deve ser realizada, considerando que a combinação entre ensaios *in situ* e simulações computacionais pode otimizar intervenções estruturais, garantindo maior precisão nas avaliações. O uso de modelos numéricos calibrados com dados experimentais torna-se uma ferramenta indispensável para o diagnóstico e a manutenção preventiva de pontes, assegurando sua segurança e durabilidade frente às demandas dinâmicas impostas pelo ambiente (Paultre et al., 1995).

5.2 MONITORAÇÃO DE LONGO PRAZO

De acordo com Penner (2001), até a década de 1980, não estavam disponíveis equipamentos de ensaio e aquisição de dados de fácil transporte, com técnicas de análise de sinais implementadas, os quais permitissem a execução de campanhas experimentais em campo sem ocasionar transtornos na operação das vias ou dificuldades no tratamento dos dados coletados.

Atualmente, a partir da evolução das tecnologias de monitoração estrutural, a realização de ensaios experimentais apresenta vantagens significativas tanto para monitorações de curto quanto de longo prazo. Além da maior praticidade de execução, esses métodos proporcionam resultados mais representativos da realidade, uma vez que consideram as ações efetivas a que a estrutura está submetida em condições reais de operação.

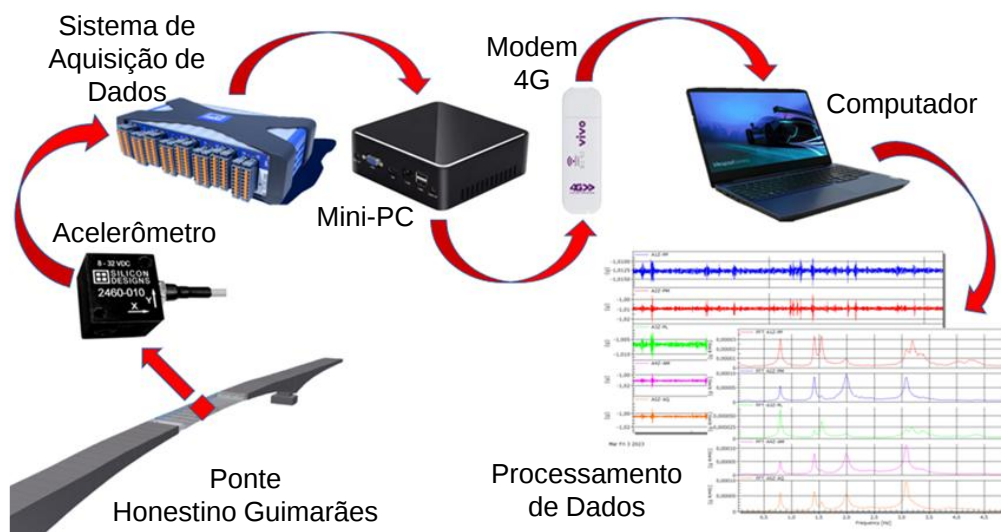
A monitoração de longa duração da Ponte Honestino Guimarães foi instalada no início das obras de reforma em 2022, quando ainda não tinham sido substituídos os aparelhos de apoio, os passeios de pedestres e o pavimento asfáltico. A localização dos acelerômetros foi determinada com base nas características geométricas e materiais da ponte, além das condições

de carga atuantes na estrutura. Os sensores foram fixados e conectados ao sistema de aquisição de dados, configurado para transmitir as informações remotamente.

Durante quase um ano de monitoração, os dados foram coletados continuamente para identificar os parâmetros modais e avaliar o comportamento dinâmico da ponte. A instalação dos acelerômetros possibilitou o registro das vibrações induzidas por ações ambientais e tráfego de veículos, com a utilização de cinco acelerômetros triaxiais. Esses dados permitiram a identificação de características dinâmicas da estrutura, nomeadamente de frequências naturais e taxas de amortecimento.

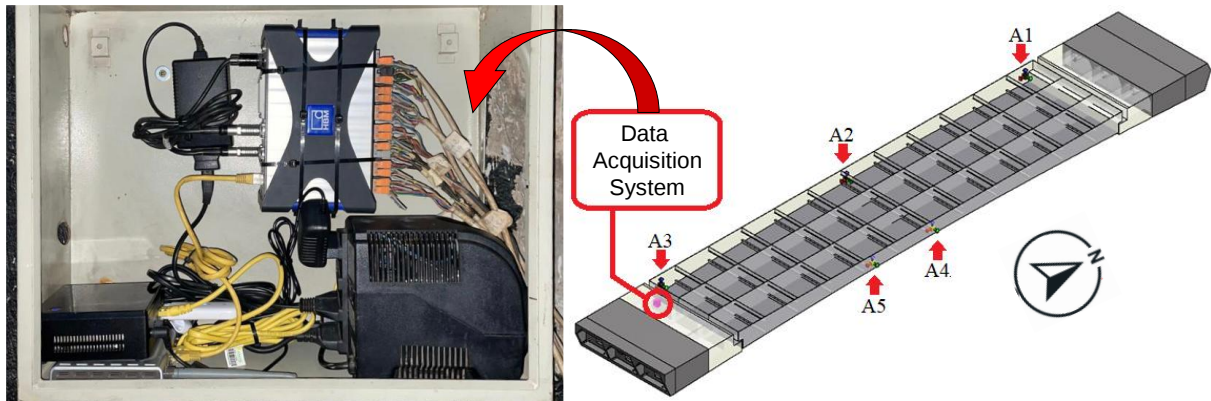
Para gerenciar a aquisição dos dados, foram utilizados um sistema de aquisição de dados e um mini-PC, que converteram os sinais analógicos dos acelerômetros em sinais digitais, armazenando-os para análises posteriores (Figuras 64 e 65). Os dados foram transmitidos por meio de um modem 4G, permitindo o acesso remoto em tempo real e a identificação precisa dos parâmetros dinâmicos supracitados (Almeida et al., 2023). O arranjo da monitoração de longo prazo ficou instalado entre novembro-dezembro de 2022 e junho de 2023.

Figura 64 – Layout esquemático da monitoração remota contínua da Ponte Honestino Guimarães



Fonte: Almeida et al. (2023).

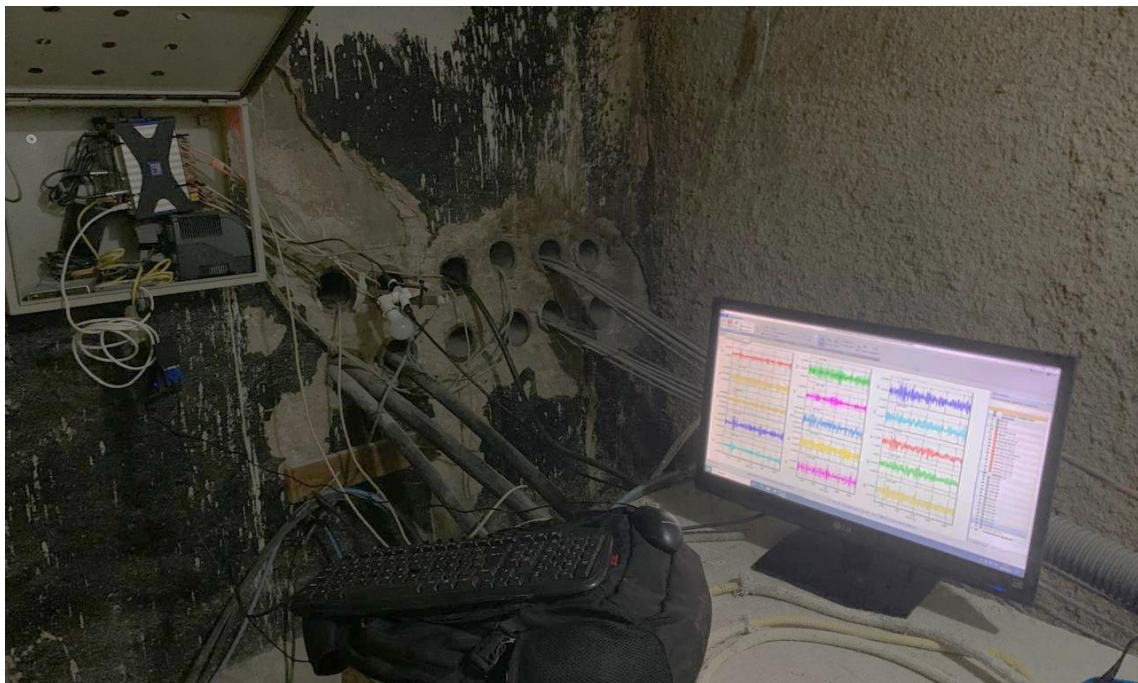
Figura 65 - Localização dos acelerômetros e do sistema de aquisição de dados



Fonte: Almeida et al. (2023).

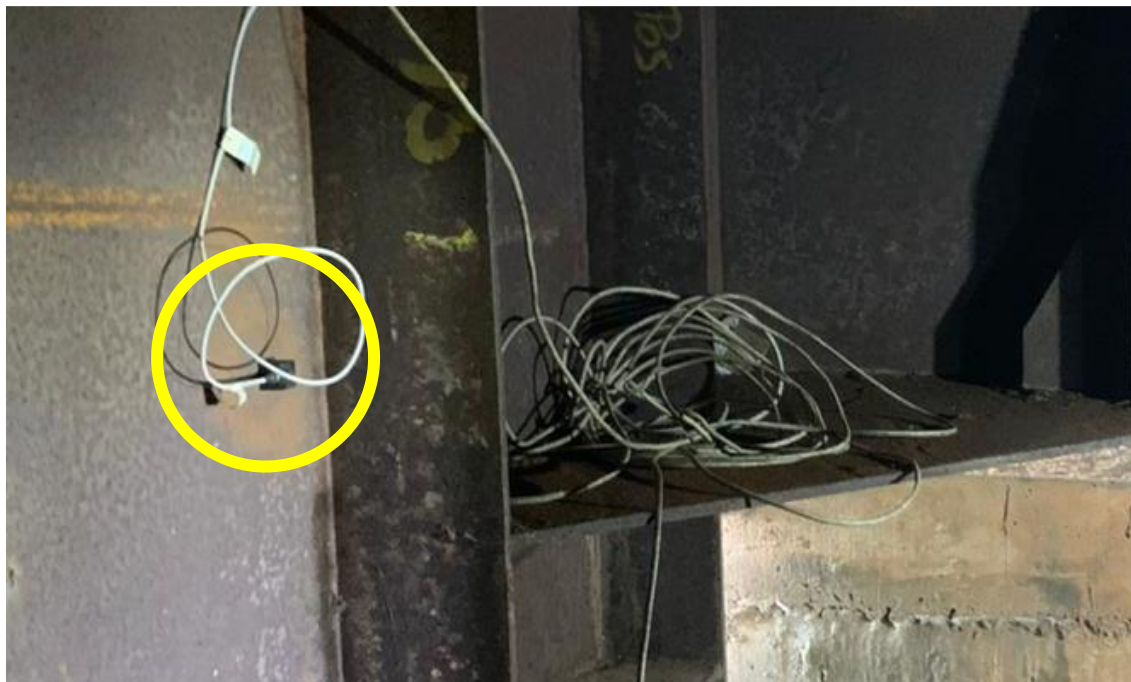
Na Figura 66, está mostrado a instalação do sistema de aquisição de dados na extremidade do arco em concreto protendido, da margem do Lago Sul, próximo ao Dente Gerber. Já nas Figuras 67 a 70 estão mostrados acelerômetros A1, A2 e A3 fixados na alma do lado Norte e o A4 fixado na alma do lado Sul, do tabuleiro metálico.

Figura 66 – Instalação do sistema de aquisição de dados na extremidade do arco em concreto protendido, da margem do Lago Sul, próximo ao Dente Gerber



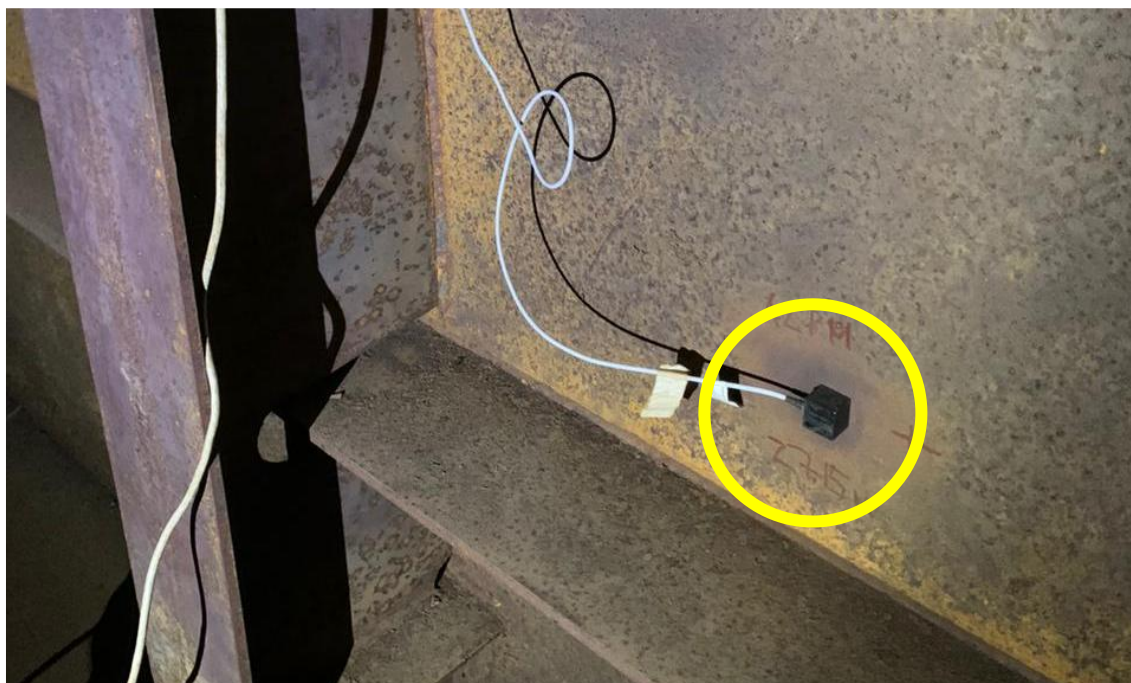
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 67 – Acelerômetro A1 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, na região do apoio do arco em concreto protendido, da margem do Plano Piloto



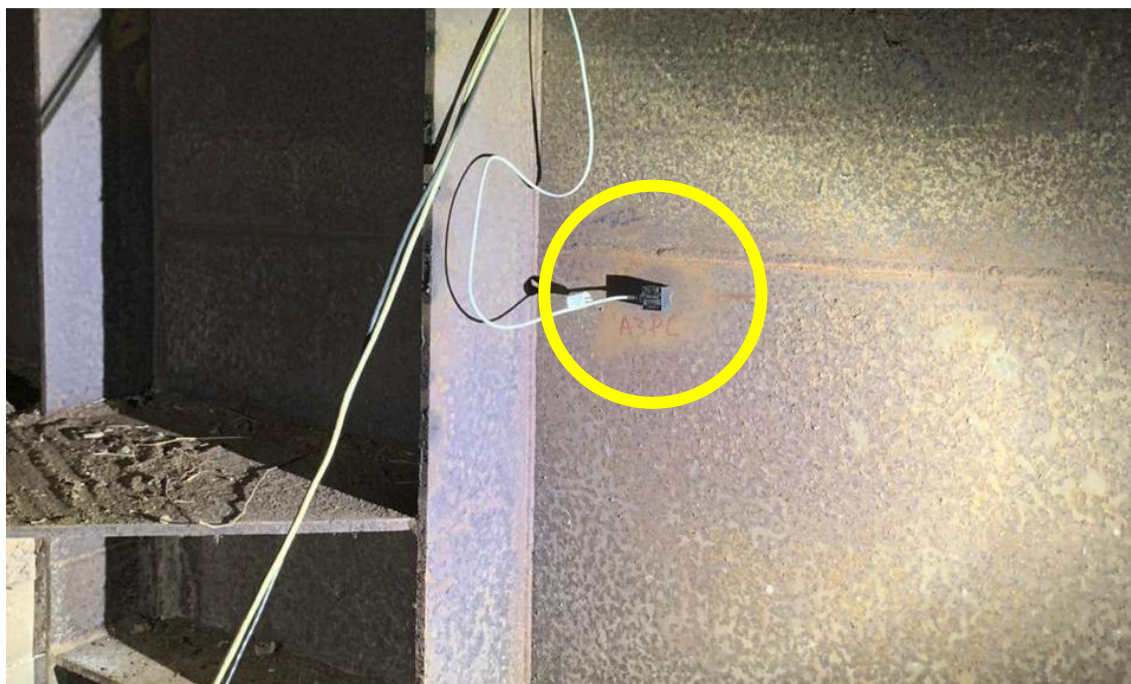
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 68 – Acelerômetro A2 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, no meio do vão



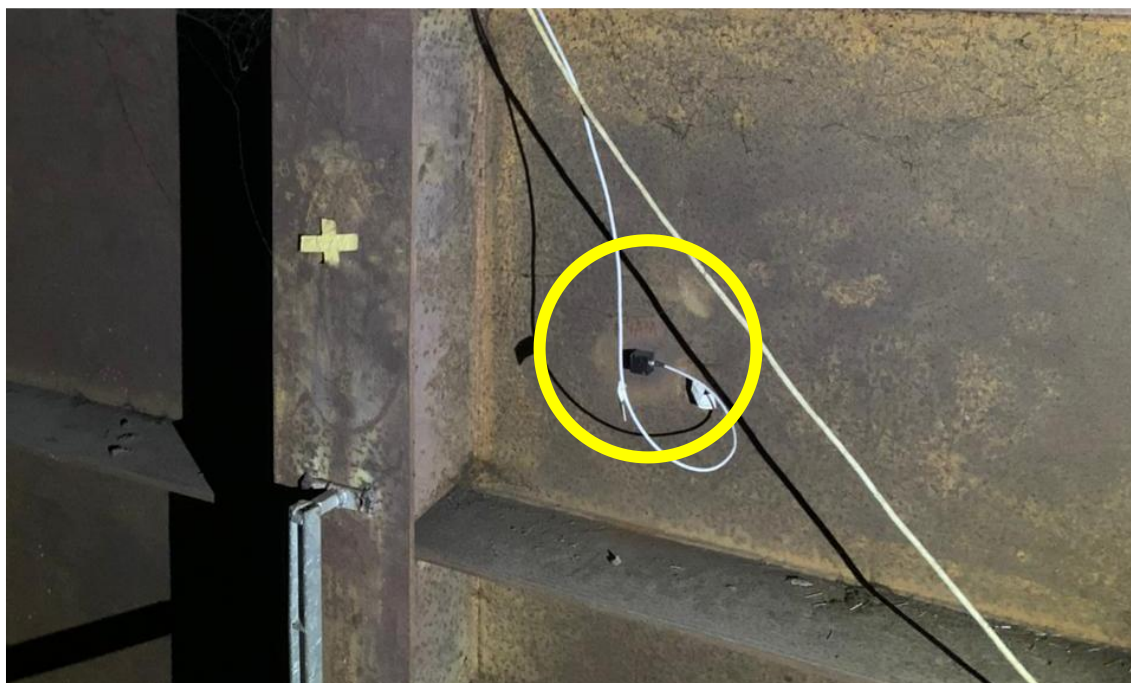
Fonte: autoria própria (2023).

Figura 69 – Acelerômetro A3 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Norte, na região do apoio do arco em concreto protendido, da margem do Lago Sul



Fonte: autoria própria (2023).

Figura 70 – Acelerômetro A4 fixado à alma externa do tabuleiro, lateral Sul, no meio do vão



Fonte: autoria própria (2023).

As especificações dos equipamentos e sensores utilizados estão apresentadas nas Tabelas 3 a 6.

Tabela 3 - Características do módulo de aquisição de dados

Modelo	MX1601B (HBM)
Número de Canais	16
Taxa de Amostragem	Até 20.000 Hz por canal
Entradas de Medição	100 mV, 10 V, 60 V, 20 mA
Conversão A/D	24 bits (delta-sigma)
Classe de Precisão	Até 0,1
Largura de Banda de Sinal	Até 3 kHz

Fonte: Almeida et al. (2023).

Tabela 4 - Características dos acelerômetros triaxiais.

Modelo	2460 MEMS DC Accelerometers
Capacidade	$\pm 2 g$
Sensibilidade	2.000 mV/g
Frequência de Resposta (Tip. 3 dB)	0 – 525 Hz
Choque mecânico máximo (0.1 ms)	2.000 g (pico)
Alimentação	8 - 32 VDC

Fonte: Almeida et al. (2023).

Tabela 5 - Características do mini PC

Processador	Intel Core i5-5200U (2,2 GHz / 3 MB / 7,5 W)
Memória RAM	4 GB
Armazenamento	SSD 128 GB
Processador Gráfico (GPU)	Intel HD 5500 (integrado)
Conectividade	Rede Ethernet / Sem Fio / USB 3.0
Sistema Operacional	Windows 10

Fonte: Almeida et al. (2023).

Tabela 6 - Características do modem de internet 4G

Modelo	4G Wi-Fi ZTE MF79U
Categoria	LTE 4
Velocidade de recepção / emissão	Até 150 Mbps / 50 Mbps
Padrões Wi-Fi	802.11 b/g/n
Faixa de frequência Wi-Fi	2,4 GHz

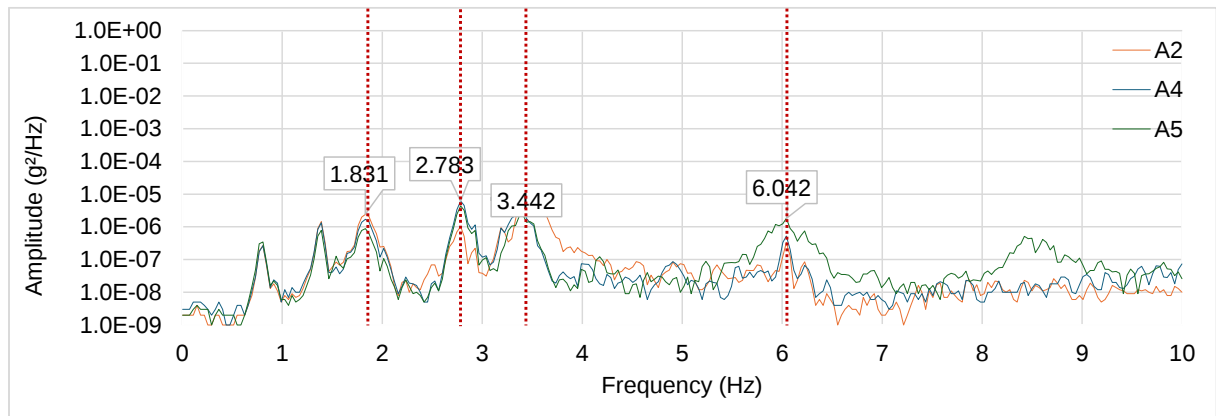
Fonte: Almeida et al. (2023).

5.2.1 Análise Experimental da Monitoração de Longo Prazo

Inicialmente, os sinais de aceleração foram convertidos do domínio do tempo para o domínio da frequência por meio da Transformada Rápida de Fourier (FFT). Em seguida, a PSD foi estimada para quantificar a distribuição da energia vibratória da estrutura em diferentes faixas de frequência. Os picos identificados na PSD correspondem às frequências naturais da ponte, evidenciando os modos predominantes de vibração (Moussa et al., 1993).

A Densidade Espectral de Potência (PSD), apresentada na Figura 71, foi obtida a partir das medições das acelerações registradas ao longo de uma hora. Para a extração das frequências naturais, foi aplicado o método *Peak-Picking* (PP), que identifica os picos na PSD, como indicativos das frequências modais mais representativas da estrutura.

Figura 71 – Densidade espectral de potência (PSD) das medições de aceleração registradas ao longo de uma hora durante a configuração experimental de longo prazo em 2022, antes das modificações da ponte



Fonte: autoria própria (2024).

5.3 MONITORAÇÃO DE CURTO PRAZO: ANÁLISE MODAL OPERACIONAL

Uma maneira econômica de proceder à identificação de parâmetros dinâmicos reais da estrutura, que depois possam ser utilizados para calibração da rigidez e da massa de um modelo numérico, é a técnica da Análise Modal Operacional (OMA). Particularmente interessante para pontes, essa técnica é largamente empregada em trabalhos na literatura (Magalhães, 2004), visto que se trata da avaliação de estruturas em operação. Especialmente, porque esta não depende de se conhecer as funções de carregamento dinâmico. O carregamento dinâmico pode ser originário da vibração ambiente devido ao vento ou o tráfego, por exemplo.

Como nesse tipo de identificação as forças de excitação não são medidas experimentalmente, é necessário assumir algumas hipóteses sobre suas características. Na identificação modal estocástica, a hipótese assumida é a de que as forças de excitação são identificáveis através de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula (Magalhães, 2004).

Nesse contexto, para a análise experimental realizada na Ponte Honestino Guimarães, foi empregado o método de identificação estocástica de subespaço com a componente principal não ponderada (SSI-UPC - *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component*), por meio do algoritmo disponível no programa ARTeMIS (Carver et al., 2012). Ressalta-se que a OMA não é escopo do presente trabalho, porém essa será utilizada para efeitos de comparação e calibração com o modelo numérico.

Para a identificação dos principais modos de vibração de uma estrutura biapoiada, como o vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães, podem ser propostos esquemas simples de posicionamento dos acelerômetros, com registros de curta duração e variação sequencial de suas posições. No caso da ponte em estudo, essa abordagem apresenta vantagens significativas, uma vez que dispensa a interrupção do tráfego e permite a execução dos ensaios mesmo com um número limitado de sensores. Assim, foram adotados esquemas de ensaio combinando acelerômetros fixos e móveis.

Conforme descrito por Magalhães (2004), é possível realizar uma série de ensaios sucessivos, utilizando alguns acelerômetros como pontos de referência fixos e deslocando os demais ao longo da estrutura até cobrir toda a malha definida para o tabuleiro. O esquema de posicionamento será detalhado a seguir.

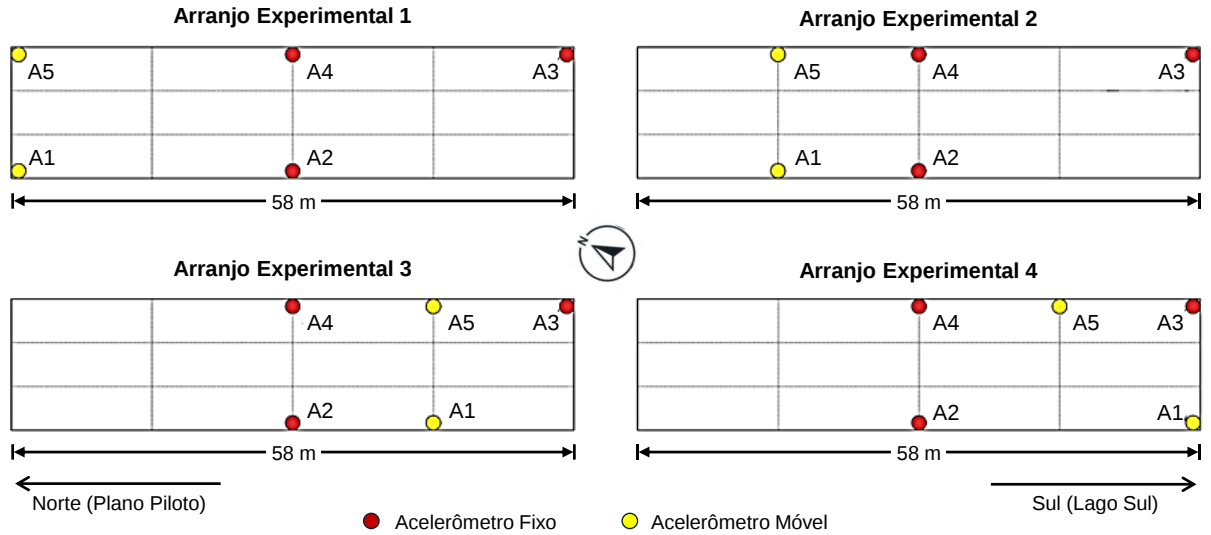
Com base nessa metodologia, foi realizado um ensaio de vibração livre, no qual dois acelerômetros móveis e três acelerômetros fixos foram utilizados. Os sensores foram instalados no interior da estrutura metálica, acessada por meio de uma entrada lateral (Figura 39). Para

garantir uma cobertura adequada da malha estrutural, foram adotadas quatro configurações distintas de posicionamento dos acelerômetros móveis (Figura 72). A malha foi definida por uma divisão do tabuleiro em quatro regiões, com os acelerômetros fixados nos vértices dessas regiões.

A Figura 73 mostra a fixação dos acelerômetros na estrutura. Eles foram colados com fita dupla face e nivelados com mangueira de nível, devido à ausência de referências horizontais no interior da ponte, cuja altura da seção transversal é variável.

A OMA foi realizada com os registros das acelerações de julho de 2023, já com as novas implementações realizadas no vão central metálico, após a substituição dos aparelhos de apoio ocorrida em junho de 2023 (ver Seção 3.2.4). Os dados registrados pelo sistema de aquisição foram comparados aos resultados do modelo numérico computacional desenvolvido previamente, permitindo verificar a correspondência entre o modelo e a estrutura real. Esse processo possibilitou tanto a calibração manual, quanto uma calibração posterior automatizada, por meio de algoritmo baseado em programação linear, visando à obtenção de resultados mais precisos.

Figura 72 - Configurações dos acelerômetros



Fonte: autoria própria (2023).

Figura 73 - Registro da fixação dos acelerômetros na alma do tabuleiro metálico



Fonte: autoria própria (2023).

Cada uma das configurações de medição teve duração aproximada de 15 minutos, com taxa de aquisição de 30 Hz. Após a conclusão dos ensaios, os dados foram sobrepostos e processados no software ARTeMIS. Conforme já mencionado, adotou-se o método de Identificação Estocástica de Subespaço com Componente Principal Não Ponderada (SSI-UPC - *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component*).

5.3.1 Análise Experimental da Monitoração de Curto Prazo

A partir do processamento no ARTeMIS, foram identificados quatro modos de vibração. Três deles correspondem exclusivamente ao vão central metálico, enquanto o quarto apresentou comportamento acoplado com os arcos de concreto. Para cada modo identificado, foi gerada uma animação da vibração, a partir da qual foram extraídas imagens estáticas representativas, que serão detalhadas a seguir.

A Figura 74 apresenta o espectro de densidade espectral de potência (PSD) médio normalizado, decomposto em três curvas por meio do método *Frequency Domain Decomposition* (FDD).

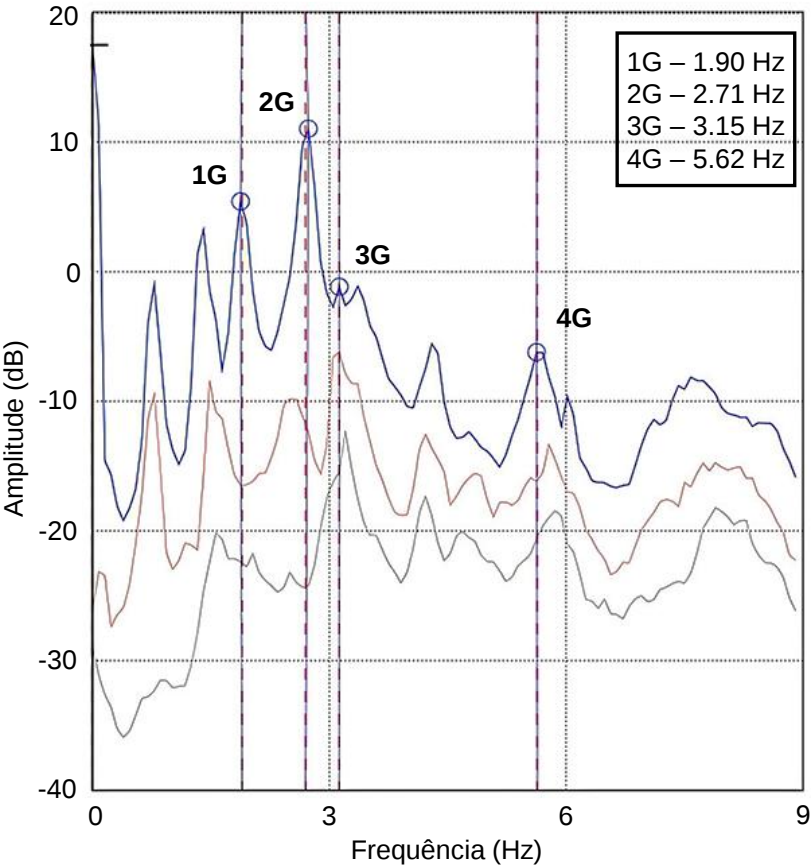
A primeira frequência experimental, de aproximadamente 1,90 Hz, corresponde ao primeiro modo de vibração à flexão do tabuleiro metálico. Em seguida, foi registrada a frequência de 2,71 Hz, associada ao primeiro modo à torção. A terceira frequência

experimental, em torno de 3,15 Hz, foi identificada após o processamento dos dados, porém não correspondeu a nenhum modo previsto no modelo numérico. A análise da forma modal associada indica um comportamento acoplado entre o tabuleiro e os arcos de concreto. Como o escopo deste estudo se limita à análise do vão central metálico, esse modo não foi considerado nas análises comparativas. Por fim, a quarta frequência identificada refere-se ao segundo modo de vibração à flexão do tabuleiro metálico, com valor estimado de 5,62 Hz, conforme ilustrado na Figura 75.

A Tabela 7 apresenta um resumo dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de Análise Modal Operacional, comparando-os às frequências medidas na campanha de monitoração de longo prazo realizada anteriormente, ainda sob a configuração estrutural anterior à intervenção no vão central metálico. Ressalta-se que os dados se referem a períodos distintos, com a estrutura submetida a diferentes condições físicas e ambientais.

As diferenças observadas entre os dois conjuntos de medições podem ser atribuídas a uma série de fatores, incluindo a substituição dos aparelhos de apoio do vão central, a execução de vigas laterais e de novas barreiras tipo New Jersey ancoradas à laje antiga, a instalação dos novos guarda-corpos metálicos, o reforço com fibras de carbono nos arcos de concreto, além de efeitos ambientais diversos. Destaca-se que as variações mais significativas ocorreram no modo acoplado com os arcos e no segundo modo à flexão do tabuleiro metálico. Essa alteração pode ser atribuída ao acréscimo de rigidez e forças internas introduzidas pelo reforço estrutural por meio de protensão externa aplicada à estrutura em concreto protendido.

Figura 74 – Espectro PSD médio normalizado decomposto em 3 curvas utilizando o método FDD para um registro de tempo inferior a 10 minutos



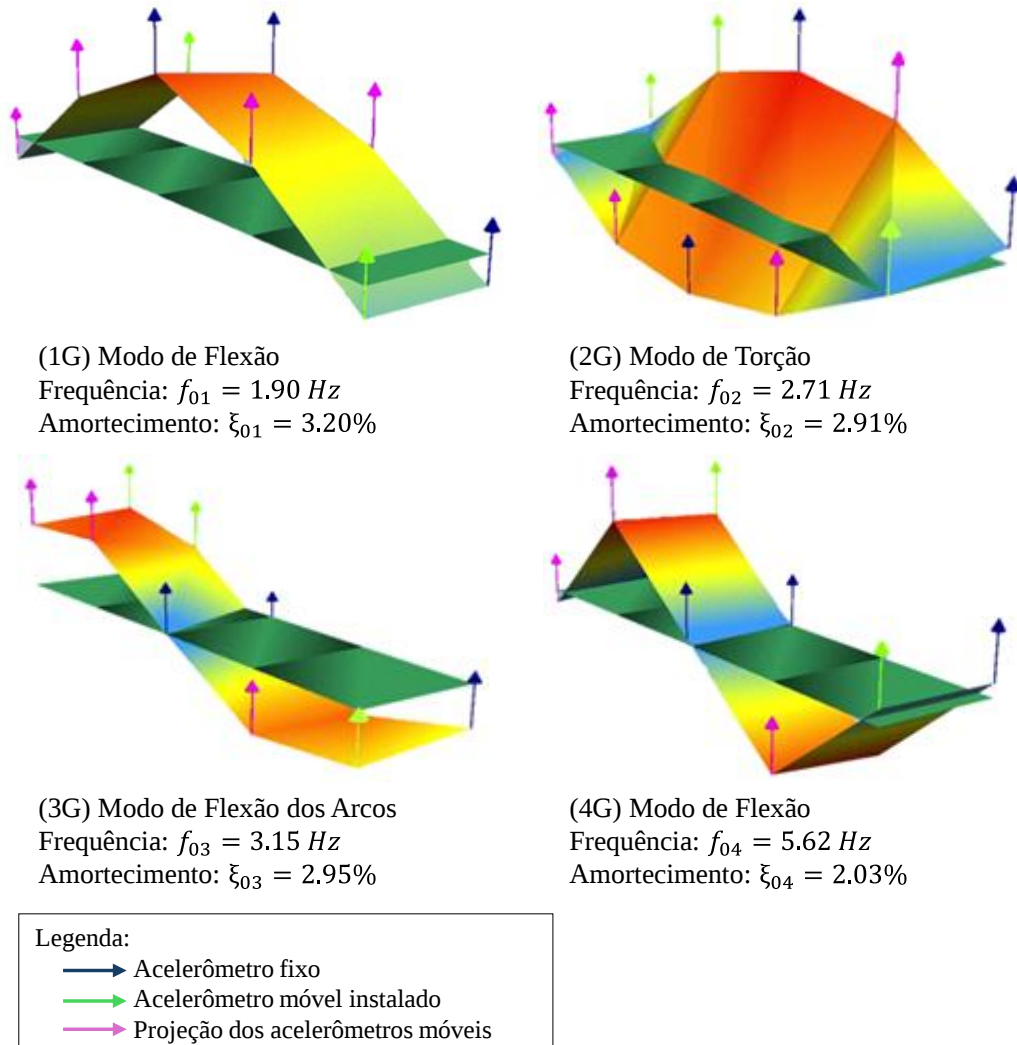
Fonte: autoria própria (2025).

Tabela 7 - Resumo dos dados experimentais

Ordem	Resultado experimental (Hz)			
	Monitorização de Longo Prazo (antes de serem concluídas as intervenções no vão central)	Análise Modal Operacional – Curto Prazo (julho de 2023, após concluídas as intervenções)	Diferenças (%)	Modo de vibração do vão central metálico
1	1,831	1,897	+3,6%	Primeiro modo à flexão
2	2,783	2,706	-2,77%	Primeiro modo à torção
3	3,442	3,145	-8,6%	Modo acoplado
4	6,042	5,618	-7,02%	Segundo modo à flexão

Fonte: autoria própria (2024).

Figura 75 – Modos das deformadas modais, com valores das frequências e dos amortecimentos: (a) 1º modo de flexão vertical; (b) 1º modo de torção; (c) modo de flexão acoplada aos arcos; (d) 2º modo de flexão vertical



Fonte: autoria própria (2024).

5.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A avaliação da resistência de estruturas existentes tem ganhado muita importância e as vantagens das avaliações experimentais são cada vez mais reconhecidas e aplicadas. Segundo Oliveira (2006), a evolução tecnológica e a necessidade de adequar construções antigas às demandas atuais conferiram às provas de carga um papel de grande relevância.

O uso de ensaios de carga para verificar a capacidade de estruturas é uma prática tão antiga quanto a própria humanidade e desempenhou um papel significativo no desenvolvimento histórico do projeto e da construção de pontes. Esses ensaios, ao longo da história, serviram como prova da capacidade de uma estrutura suportar determinadas cargas, sendo normalmente utilizados para demonstrar a resistência de pontes.

Os primeiros registros de ensaios de prova de carga no Brasil datam aproximadamente da década de 1930, sendo aplicados em fundações, pontes e viadutos. Dentre esses ensaios, destacam-se os realizados na Ponte Pênsil de São Vicente, em 1936, na Ponte Victor Konder e na Ponte Lindóia, na década de 1930, e na Ponte Ernesto Dornelles, em 1944 (Lacerda et al., 2015).

5.4.1 Prova de Carga Quase-Estática na Ponte Honestino Guimarães

Após a execução do processo de reforço estrutural, que incluiu a instalação de cabos adicionais às longarinas do tabuleiro, foi conduzido um ensaio de prova de carga quase-estática na Ponte Honestino Guimarães, com o objetivo de validar a eficácia das intervenções realizadas. Esse ensaio teve por finalidade verificar a capacidade resistente da estrutura e avaliar seu comportamento sob condições controladas de carregamento, conforme estabelecido nas Especificações Técnicas dos Serviços de Recuperação e Reforço Estrutural e Revitalização da Ponte Honestino Guimarães (Almeida, 2018).

Para a realização do ensaio, o tráfego sobre a ponte foi totalmente interrompido. Os dados obtidos serviram como base para o processo de calibração do modelo numérico da estrutura, descrito no Capítulo 6 deste trabalho, contribuindo para o refinamento das análises e para a obtenção de um modelo computacional mais representativo do comportamento estrutural real.

O tráfego na ponte é predominantemente composto por veículos leves, como automóveis e motocicletas, totalizando aproximadamente 15 mil passagens diárias. No entanto, veículos pesados (caminhões e ônibus), embora em menor número, exercem influência significativa na resposta estrutural, devido às elevadas cargas por eixo que impõem, sendo responsáveis por esforços dinâmicos que aceleram o desgaste dos materiais e intensificam fenômenos como fadiga, vibrações e deformações localizadas.

O ensaio de carga quase-estática foi executado em 27 de julho de 2024 pela empresa LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais Ltda., subcontratada da construtora Concrepoxi, responsável pela obra de recuperação da ponte. A atividade foi acompanhada pela Universidade de Brasília (UnB), com registro audiovisual completo, visando à posterior calibração do modelo numérico apresentado neste estudo.

Nesse tipo de ensaio, uma carga quase-estática é aplicada à estrutura por meio do deslocamento lento de um veículo de carga padrão. Em seguida, um modelo de elementos

finitos (MEF) da estrutura é criado e atualizado com base nos dados medidos, garantindo uma representação fiel do comportamento real da ponte (Feng et al., 2014).

Foram utilizados dez caminhões-betoneira carregados com brita, cujos pesos totais foram previamente determinados em balança rodoviária. Todos os veículos passaram por pesagem completa, com exceção do veículo VP-1, que foi submetido à pesagem individual por eixo (Tabela 8). Os resultados dessa pesagem, apresentados na Tabela 9, permitiram maior precisão na entrada de dados no modelo numérico, assegurando a representatividade das cargas aplicadas. Com base nos valores medidos no VP-1, estimou-se a distribuição de cargas por eixo para os demais veículos, por meio de extrapolação.

Tabela 8 - Especificações técnicas do caminhão betoneira Ford Cargo 2629 (VP1)

DESEMPENHO DO VEÍCULO (CÁLCULO TEÓRICO)		
Relação de redução do eixo traseiro	4,63 : 1	
Velocidade máxima em PBT (km/h)	104 / 104	
Capacidade máxima de subida (%) com PBT	82	
Partida em rampa com PBT	47	
Obs.: Dados projetados por simulação de performance.		
PESOS (kgf)		Betoneira
Pesos em ordem de marcha		
Eixo dianteiro	3.927 / 4.095	
Eixo traseiro	4.113 / 4.290	4.164 / 4.341*
Total	8.040 / 8.385	8.091 / 8.436*
Pesos - limite máximo especificado		
Eixo dianteiro	6.000	
Eixo traseiro	17.000 (legal) / 20.200 (técnica)	
Total admissível	26.200	
Peso Bruto Total (PBT) Homologado	23.000	
Carga útil + carroceria	14.960 / 14.615	14.909 / 14.564*
Capacidade Máxima de Tração (CMT)	42.000	
* Dados referentes ao catálogo preparado para o segmento de concreto, que inclui também escapamento vertical e tomada de força traseira.		

Fonte: Ford Motor Company Brasil Ltda. (2016)

Tabela 9 – Pesagem do veículo de prova VP1

Parte do Veículo	Peso de Catálogo (kg)	Pesagem VP1 Vazio (kg)	Pesagem VP1 Carregado (kg)	Novo Peso por Eixo (kg)	Distribuição de Carga por Eixo
Eixo Dianteiro	4.095	3.920	4.640	720	17,6%
Eixo Traseiro Intermediário	4.290	5.000	11.280	6.280	42,7%
Eixo Traseiro Final	4.341	4.620	10.500	5.880	39,7%
	12.726	13.540	26.420	12.880	100%

Fonte: autoria própria (2024).

Conforme Tabela 10, o peso médio dos veículos de prova foi de 278 kN. Contudo, o veículo de prova usado neste trabalho pesou 260 kN, aproximadamente.

Tabela 10 – Pesagem dos veículos de prova (VP1 a VP10)

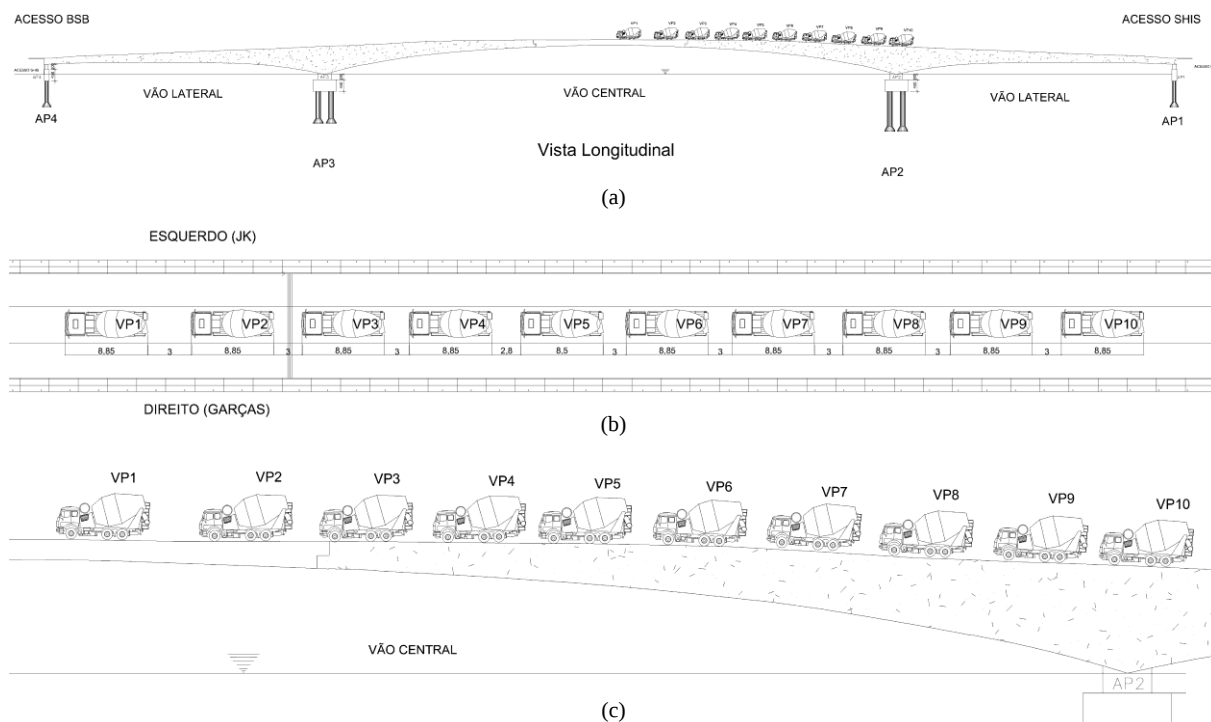
Veículo	Peso Total (kg)	Eixo Dianteiro (kg)	Eixo Intermediário (kg)	Eixo Traseiro (kg)
VP1	26.420	4.640	11.280	10.500
VP2	28.600	5.023	12.211	11.366
VP3	28.320	4.974	12.091	11.255
VP4	29.040	5.100	12.399	11.541
VP5	29.180	5.125	12.458	11.597
VP6	28.570	5.018	12.198	11.354
VP7	28.320	4.974	12.091	11.255
VP8	28.570	5.018	12.198	11.354
VP9	27.800	4.882	11.869	11.048
VP10	28.570	5.018	12.198	11.354
Σ	283.390			

Fonte: autoria própria (2024).

Os veículos de prova trafegaram sobre a ponte segundo dois arranjos distintos de carregamento. No arranjo A1, os caminhões cruzaram a estrutura em fila única, um atrás do outro, pela faixa central da ponte, no sentido Lago Sul → Plano Piloto. Já no arranjo A2, os veículos trafegaram em pares, lado a lado, ocupando simultaneamente as faixas laterais, no sentido Plano Piloto → Lago Sul, conforme ilustrado nas Figuras 76 a 79.

Em ambos os arranjos, os caminhões mantiveram uma velocidade média controlada de aproximadamente 5 km/h, característica do carregamento quase-estático, de modo a reduzir efeitos dinâmicos e possibilitar o monitoramento adequado das respostas estruturais.

Figura 76 – Arranjo A1 da prova de carga realizada pela empresa LSE: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) detalhe da vista longitudinal



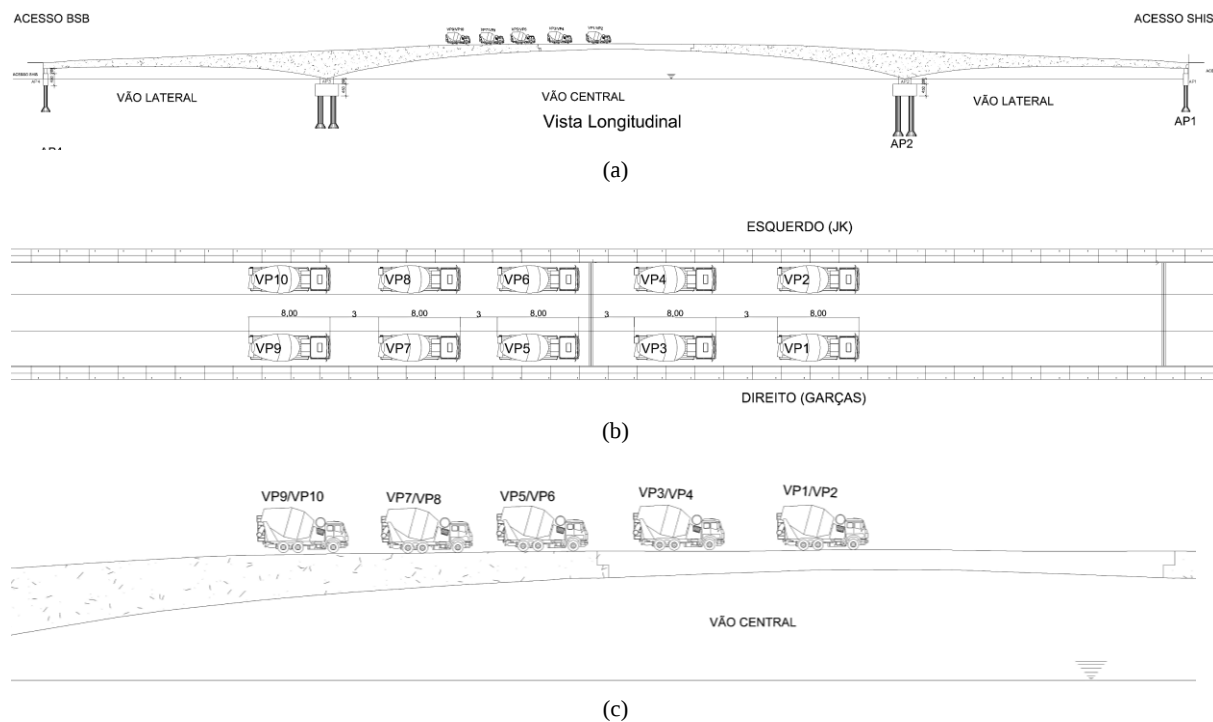
Fonte: autoria própria (2024).

Figura 77 – Vista aérea do Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 78 – Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE: (a) vista longitudinal; (b) vista superior; (c) detalhe da vista longitudinal



Fonte: autoria própria (2024).

Figura 79 – Vista aérea do Arranjo A2 da prova de carga realizada pela empresa LSE



Fonte: autoria própria (2024).

5.4.2 Monitoração de deformações para passagem de caminhão individual (VP1)

O teste de carga estático tem como principal finalidade a avaliação do desempenho da ponte sob carregamento fixo, fornecendo informações sobre sua resistência estrutural. Quando associado a modelos de elementos finitos, esse ensaio possibilita uma abordagem mais precisa, permitindo a calibração e a validação de modelos numéricos que simulam o comportamento da estrutura em diferentes condições de carga (Zheng et al., 2024).

Conforme exposto anteriormente, para a avaliação do comportamento do tabuleiro metálico sob a ação de uma carga estática conhecida, com o objetivo de validar o modelo numérico-computacional desenvolvido, foi utilizado o veículo de prova VP-1, cuja carga por eixo foi previamente determinada. Durante a realização do ensaio, as deformações nos elementos estruturais foram registradas por meio de extensômetros elétricos, possibilitando uma análise detalhada do desempenho da estrutura sob carregamento controlado.

Tabela 11 - Características do módulo de aquisição de dados

Modelo	HBM
Número de Canais	16
Taxa de Amostragem	Até 20.000 Hz por canal
Entradas de Medição	100 mV, 10 V, 60 V, 20 mA
Conversão A/D	24 bits (delta-sigma)
Classe de Precisão	Até 0,1
Largura de Banda de Sinal	Até 3 kHz

Fonte: autoria própria (2025).

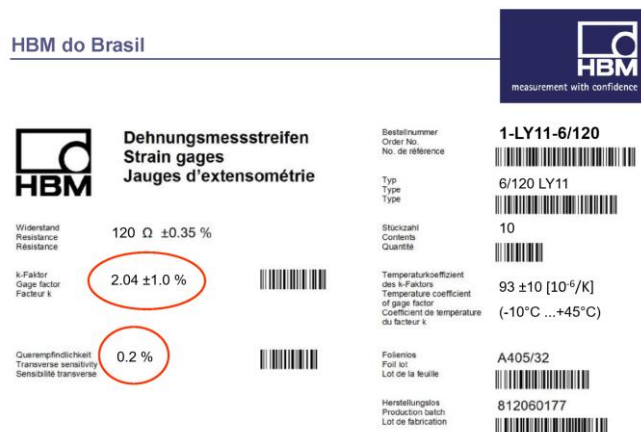
Para esse fim, foram instalados extensômetros elétricos (EE) nas mesas inferior e superior do tabuleiro metálico, posicionados a uma distância de 31,42 metros do apoio no sentido Lago Sul, conforme ilustrado na Figura 81. Os detalhes técnicos dos extensômetros empregados, todos apropriados para aplicação em elementos de aço, estão apresentados na Tabela 12 e na Figura 80.

Tabela 12 – Do modelo do extensômetro elétrico usado na obra

Modelo	HBM LY-120
Resistência Nominal	120 Ω
Fator de Gauge	2,04 (± 1,0%)

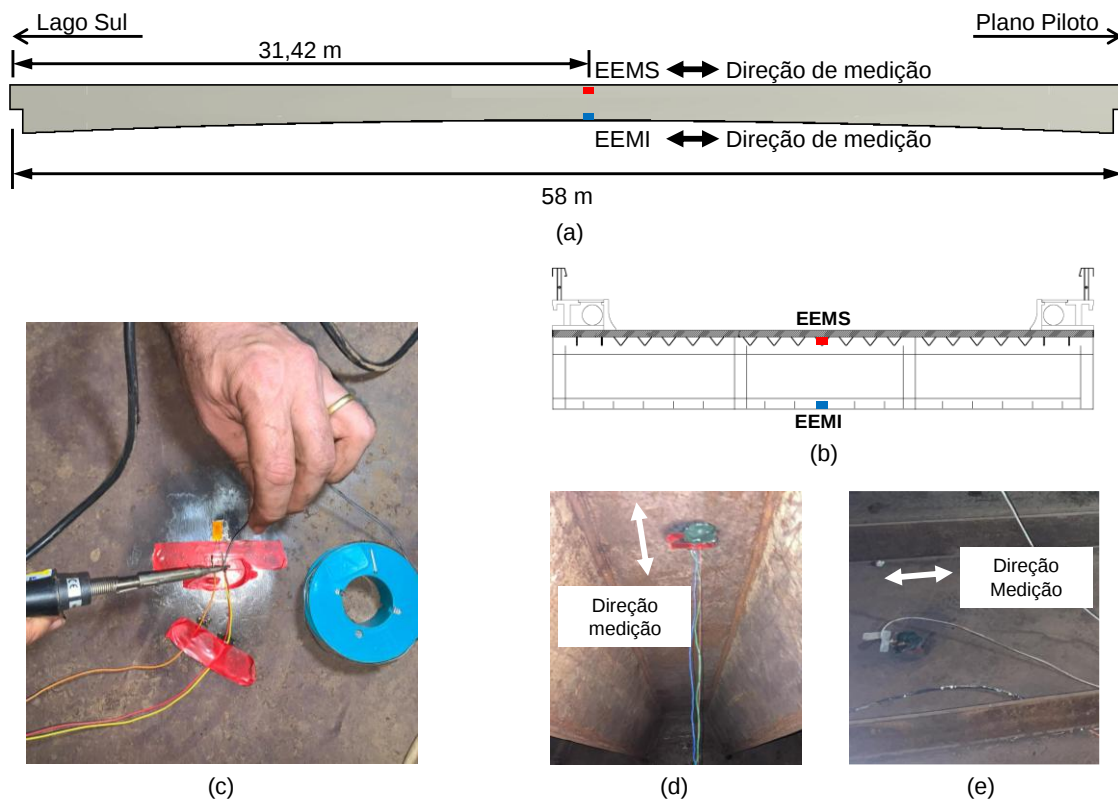
Fonte: autoria própria (2025).

Figura 80 – Detalhe do extensômetro da HBM de 120Ω utilizado no ensaio de prova de carga estática



Fonte: HBM (2015)

Figura 81 – Instalações dos extensômetros (EE) no tabuleiro metálico: (a) Vista lateral com localização dos EE; (b) Seção transversal em 31,42 m; (c) Procedimento de instalação dos EE; (d) EE na mesa superior; (e) EE na mesa inferior



■ EEMS – Extensômetro Elétrico Mesa Superior
 ■ EEMI – Extensômetro Elétrico Mesa Inferior

Fonte: autoria própria (2024).

Para a avaliação experimental do tabuleiro metálico, objeto central desta pesquisa, foi executado um arranjo específico com a utilização de um único veículo de teste previamente

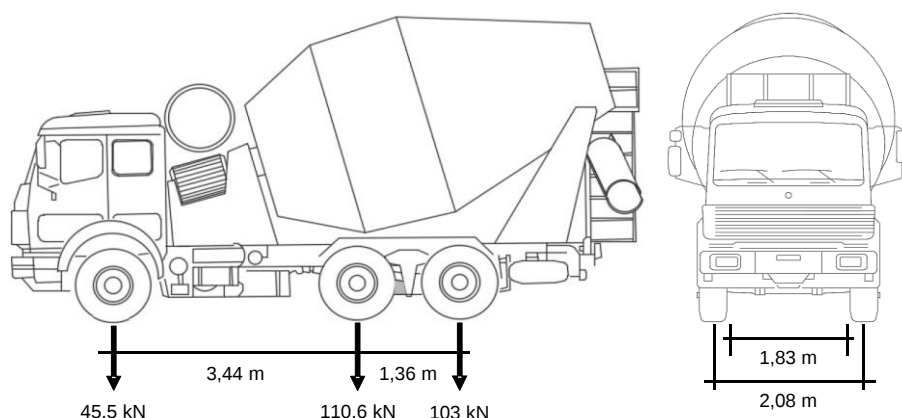
selecionado. O caminhão, um Ford Cargo, foi posicionado na faixa central da ponte, no sentido Lago Sul → Plano Piloto, totalizando um peso de 259,1 kN.

Antes do ensaio, o veículo teve seus três eixos pesados individualmente em balança rodoviária da NOVACAP, obtendo-se os seguintes valores:

- 1º eixo: 4.640 kgf (45,5 kN);
- 2º eixo: 11.280 kgf (110,6 kN);
- 3º eixo: 10.500 kgf (103,0 kN).

Esses dados foram utilizados como entrada no modelo numérico e para análise comparativa com os resultados obtidos por meio dos extensômetros instalados na estrutura.

Figura 82 – Croqui do caminhão betoneira usado no ensaio de prova de carga estática

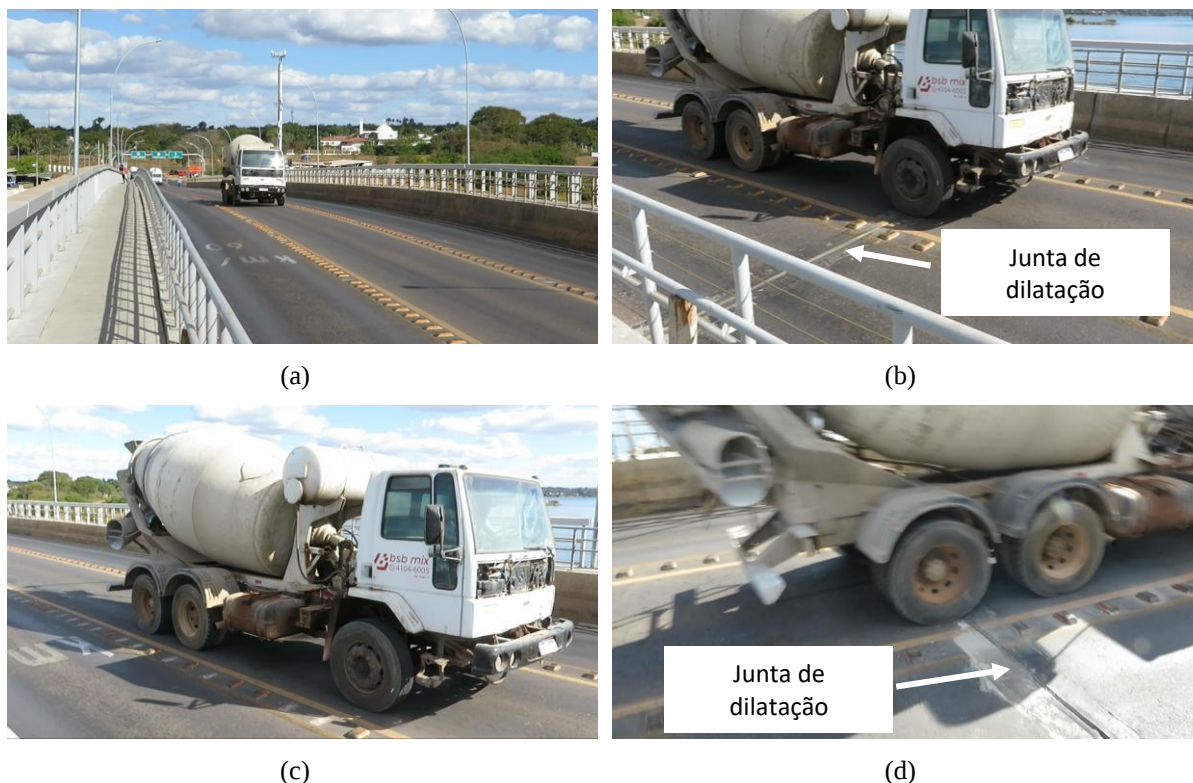


Fonte: autoria própria (2025).

Para o caminhão utilizado no ensaio, a distância entre o primeiro e o segundo eixo foi de aproximadamente 3,44 metros, enquanto a distância entre o segundo e o terceiro eixo foi de cerca de 1,36 metros. A distância transversal média entre os pneus foi estimada em 2,08 metros.

Durante o ensaio, o veículo trafegou sobre a ponte a uma velocidade controlada de aproximadamente 8 km/h, até atingir a posição central do vão metálico, onde permaneceu estacionado por cerca de um minuto, conforme ilustrado na (Figura 83c).

Figura 83 – Prova de carga estática com um único caminhão betoneira na faixa central a 8 km/h: (a) Estágio 0: Caminhão se aproximando do tabuleiro metálico; (b) Estágio I: Eixo direcional entrando no tabuleiro metálico; (c) Estágio II: Caminhão betoneira estaciona com o último eixo a 30,5 m da extremidade Lago Sul; (d) Estágio III: Último eixo do caminhão saindo do tabuleiro



Fonte: autoria própria (2025).

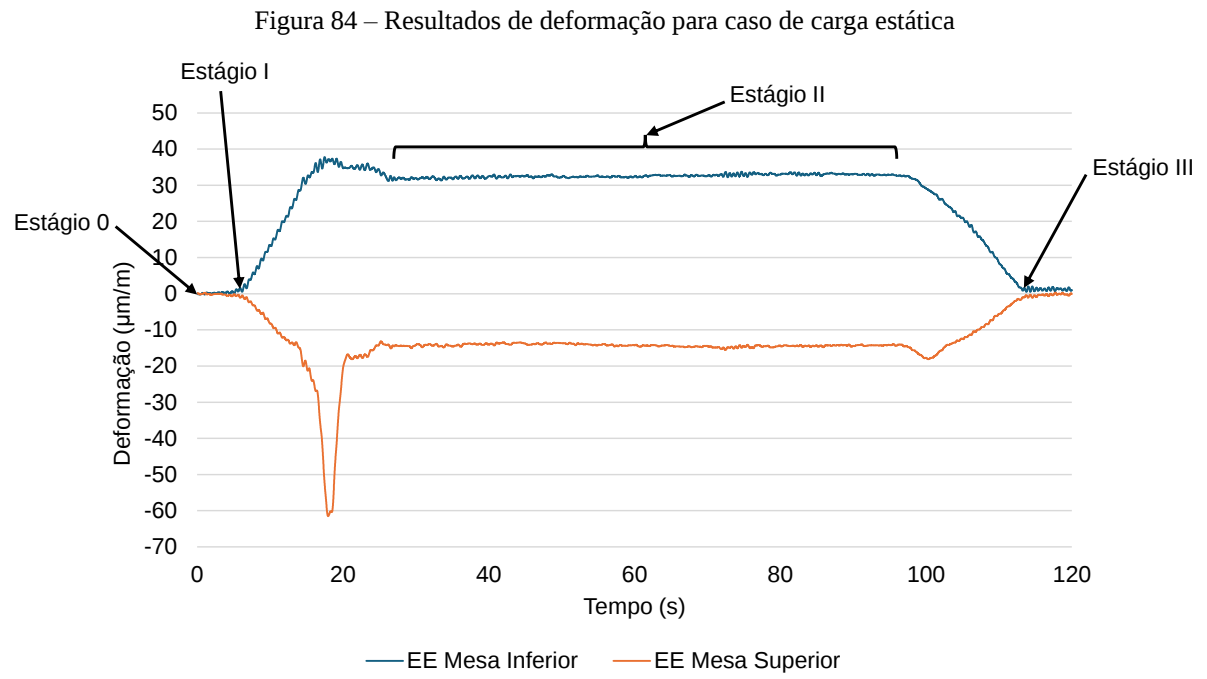
5.4.3 Resultados da Prova de Carga Estática

O principal objetivo do ensaio foi medir as deformações nas mesas superior e inferior do tabuleiro metálico, permitindo a comparação entre os dados experimentais obtidos em campo e os resultados do modelo numérico computacional. Essa comparação viabilizou a avaliação da calibração do modelo, bem como a análise do comportamento estrutural da ponte sob condições reais de carregamento, conforme será discutido no Capítulo 6.

Para a análise das deformações estruturais, assumiu-se inicialmente que, antes da passagem do veículo de prova, o estado de deformação da estrutura era nulo. À medida que o caminhão trafegava sobre o tabuleiro, observou-se um aumento progressivo das deformações, as quais atingiram um regime de estabilização quando o veículo permaneceu estacionado na posição central do vão metálico.

Na posição final de parada do caminhão, as medições indicaram deformações médias de $-14,272 \mu\text{m/m}$ (compressão) na mesa superior, e de $+32,608 \mu\text{m/m}$ (tração) na mesa inferior

do tabuleiro metálico (Figura 84). Esses valores representam as médias dos dados registrados durante o patamar do Estágio II, correspondente ao período de repouso estático do veículo sobre a estrutura.



Fonte: autoria própria (2025).

6 CALIBRAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL COM BASE EM ENSAIOS EXPERIMENTAIS: METODOLOGIA, RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 ANÁLISE DINÂMICA MODAL E CALIBRAÇÃO DIRETA E MANUAL PRELIMINAR DO MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

Para a calibração do modelo, optou-se inicialmente por fazer uma calibração manual por meio de tentativa e erro. Nessa modalidade, de acordo com Malveiro et al. (2018), os valores de parâmetros são corrigidos manualmente, de sorte a fazer os resultados modais numéricos e experimentais se aproximarem. Isso envolve a variação simultânea de diversos parâmetros.

Como mencionado anteriormente, alguns parâmetros do modelo apresentam incertezas significativas, entre os quais se destacam:

- A rigidez das molas elásticas, que representam os efeitos dos arcos de concreto e dos aparelhos de apoio;
- O módulo de elasticidade do concreto;
- A massa específica do concreto;
- A massa e espessura do revestimento asfáltico sobre o tabuleiro metálico.

Para cada um desses parâmetros, foi definida uma faixa de variação admissível, com base em valores de referência da literatura e dados de projeto. Dentro dessas faixas, os valores foram ajustados manualmente e submetidos a análises modais sucessivas. A depender se as frequências naturais calculadas pelo modelo estavam acima ou abaixo das frequências experimentais, procedeu-se ao aumento ou à redução dos parâmetros correspondentes.

Como a frequência natural de vibração é, em primeira aproximação, diretamente proporcional à raiz quadrada da rigidez e inversamente proporcional à raiz quadrada da massa, esse conhecimento físico foi utilizado como critério para orientar a direção das variações paramétricas.

Malveiro et al. (2018) realizaram um processo de calibração manual para uma ponte ferroviária com dados experimentais modais, propondo a minimização de uma função denominada resíduo total, que está relacionada às frequências de vibração e modos de vibração.

No presente trabalho, adotou-se como critério de aceitação uma diferença percentual máxima de $\pm 10\%$ entre as frequências modais numéricas e experimentais correspondentes. O

processo de variação paramétrica e análise modal foi repetido até que os modos identificados apresentassem boa correlação com os resultados obtidos experimentalmente.

6.1.1 Parâmetros dos Materiais

A definição dos parâmetros dos materiais no modelo numérico foi realizada considerando tanto o vão central metálico, quanto os elementos situados sobre ele. A estrutura em questão é composta por um tabuleiro metálico ortotrópico, uma laje de concreto moldada sobre ele, além de diversos elementos complementares posicionados sobre a laje.

Adotou-se, para fins de modelagem, a hipótese de que todos os materiais estruturais (aço e concreto) são lineares, homogêneos, elásticos e isotrópicos, o que é uma premissa comum em análises lineares estáticas e modais. Para os elementos não estruturais sobre a laje, considerou-se exclusivamente o revestimento asfáltico, incorporado ao modelo como massa adicional, sem contribuição à rigidez global da superestrutura, por se tratar de um material cuja função estrutural é desprezível neste contexto.

Na análise linear estática, é fundamental considerar os demais carregamentos atuantes, tais como veículos, adutoras, barreiras de concreto tipo New Jersey, entre outros. Esses elementos influenciam tanto os esforços solicitantes na estrutura quanto a massa total do sistema, fator diretamente relacionado à redução das frequências naturais de vibração.

Entretanto, há incertezas significativas associadas a diversos parâmetros dos materiais empregados na ponte. Por exemplo, não é possível afirmar com precisão que o concreto utilizado possui peso específico de 25 kN/m^3 ou módulo de elasticidade de 20 GPa , visto que esses valores dependem de múltiplas variáveis, como idade, origem dos agregados, adições minerais e condições de cura. Situação semelhante ocorre com o revestimento asfáltico, cuja massa específica apresenta ampla variabilidade, além dos demais elementos sobre a estrutura, cujos carregamentos não estão integralmente documentados.

Por outro lado, o aço estrutural, por ser um material industrializado com controle rigoroso de produção, apresenta menor variação nos parâmetros físicos, como peso específico e módulo de elasticidade. Assim, esses valores foram considerados mais confiáveis e utilizados como referência fixa no modelo, conforme resumido na (Tabela 13).

Nesse contexto, os parâmetros com incertezas foram considerados variáveis livres dentro de faixas plausíveis, definidas com base em referências normativas e técnicas. Essas variáveis foram ajustadas por meio de um processo de calibração manual direta — também

denominado método de tentativa e erro — com o objetivo de aproximar as frequências naturais simuladas dos valores experimentais obtidos no ensaio de análise modal operacional.

Essa etapa constituiu uma calibração preliminar, de caráter iterativo e empírico, conduzida antes da calibração automatizada apresentada na Seção 6.2, que utiliza técnicas de programação linear para refinar os ajustes e obter discrepâncias ainda menores entre o modelo e os dados experimentais.

Do mesmo modo, a rigidez dos apoios elásticos — representando a extremidade em balanço dos arcos de concreto protendido — também foi estimada dentro de um intervalo de razoabilidade técnica, com base em parâmetros típicos de estado-limite de serviço (ELS) para deflexão admissível. Para tal, considerou-se o carregamento equivalente à metade do peso próprio do vão central metálico completo, incluindo o caixão metálico, a laje de concreto, os passeios e as barreiras tipo New Jersey.

Tabela 13 - Materiais utilizados no modelo

Material	Peso específico (kgf/m³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson
Aço	7850	200	0,3
Concreto	VAR (2400 a 2600)	VAR (15 a 40)	0,2
Revestimento Asfáltico	VAR (1800 a 2200)	-	-

Fonte: autoria própria (2023).

6.1.2 Resultados Calibração Direta e Manual do Modelo Numérico Computacional

Conforme descrito anteriormente, a calibração manual do modelo numérico foi conduzida com base em parâmetros que apresentam elevado grau de incerteza, dentre os quais se destacam: a rigidez das molas elásticas (representativas dos apoios e dos arcos), a massa específica do pavimento asfáltico, o módulo de elasticidade do concreto e a massa específica do concreto da laje.

Por meio de sucessivas iterações no processo de tentativa e erro, foram ajustados os valores desses parâmetros até que se atingisse uma diferença percentual máxima (em módulo) de 8,64% entre as frequências naturais obtidas numericamente e os valores experimentais. Atingido esse nível de concordância, os parâmetros foram considerados satisfatórios para fins de calibração preliminar do modelo.

A Tabela 14 apresenta os valores finais adotados para cada um desses parâmetros no modelo calibrado.

Tabela 14 - Valores dos parâmetros incertos adotados

Parâmetro	Valor adotado
Rigidez das molas (K)	$6,56 \times 10^8 \text{ N/m}$
Massa específica do pavimento asfáltico	20 kg/m ²
Espessura do pavimento asfáltico	1 cm
Módulo de Elasticidade do concreto (E)	30 GPa
Massa específica do concreto	2500 kg/m ³

Fonte: autoria própria (2024).

Os resultados numéricos obtidos foram confrontados com os dados experimentais extraídos do ensaio de análise modal operacional, possibilitando a avaliação da acurácia do modelo calibrado. A Tabela 15 apresenta essa comparação, indicando os valores simulados e medidos, bem como a diferença percentual entre eles.

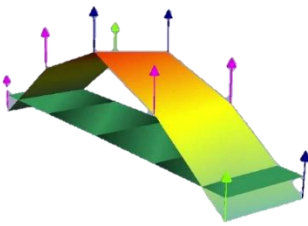
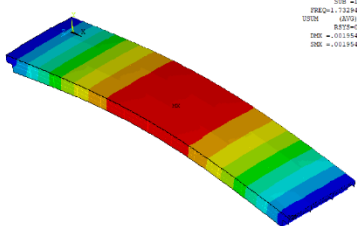
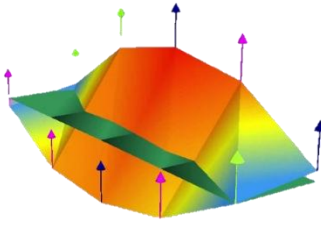
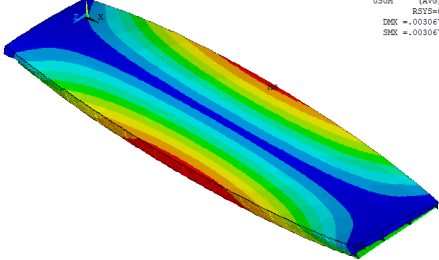
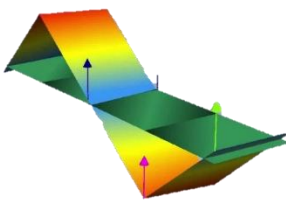
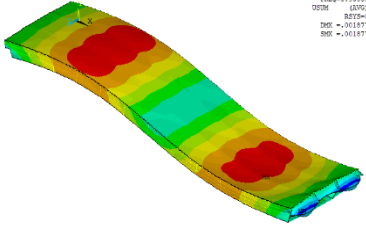
Tabela 15 - Comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos

Modo de vibração	Resultado experimental (Hz)	Resultado numérico (Hz)	Diferença percentual
Primeiro modo à flexão	1,897	1,73294	-8,64 %
Primeiro modo à torção	2,706	2,79023	3,11 %
Segundo modo à flexão	5,618	5,93035	5,56 %

Fonte: autoria própria (2024).

No Quadro 1, é apresentado um resumo comparativo entre os gráficos experimentais e numéricos dos modos de vibração encontrados pelas duas análises.

Quadro 1 - Comparação entre gráficos dos resultados experimentais e numéricos

Modo de vibração	Resultado experimental (Hz)	Resultado numérico (Hz)
Primeiro modo à flexão		
Primeiro modo à torção		
Segundo modo à flexão		

Fonte: autoria própria (2024).

6.2 METODOLOGIA DE OTIMIZAÇÃO BASEADO EM PROGRAMAÇÃO LINEAR

Para a resolução de qualquer problema de otimização em engenharia, a atualização do modelo em elementos finitos de uma estrutura requer o acoplamento de rotinas computacionais para:

- Modelar o comportamento da estrutura (com propriedades conhecidas) sob entradas específicas (sistemas de carga definidos);
- Considerar a formulação do modelo matemático para otimização (avaliação tanto da função objetivo quanto da avaliação das restrições); e
- Resolver o problema de otimização por meio de um algoritmo numérico, escolhido com base nas características do problema (Sequera Gutierrez et al., 2020).

Assim, a atualização do modelo numérico foi realizada por meio de um processo de otimização baseado em técnicas de programação linear, utilizando os programas ANSYS e

MATLAB (MathWorks, 2022). Conforme Merce (Merce, 2007), a otimização aplicada à atualização de modelos numéricos tem como objetivo obter um modelo refinado, no qual as diferenças entre os dados modais experimentais e numéricos sejam minimizadas.

No caso da Ponte Honestino Guimarães, os principais parâmetros ajustados durante a atualização incluíram as propriedades dos materiais, as condições de contorno e os valores de rigidez dos componentes estruturais.

Importante mencionar que o modelo numérico desenvolvido inicialmente no capítulo 4 e usado preliminarmente na calibração manual e direta apresentada na seção 6.1 do presente capítulo passou por uma atualização, de modo a refletir melhor as novas condições de contorno, após a substituição dos aparelhos de apoio, realizada em julho de 2023 (Figura 51).

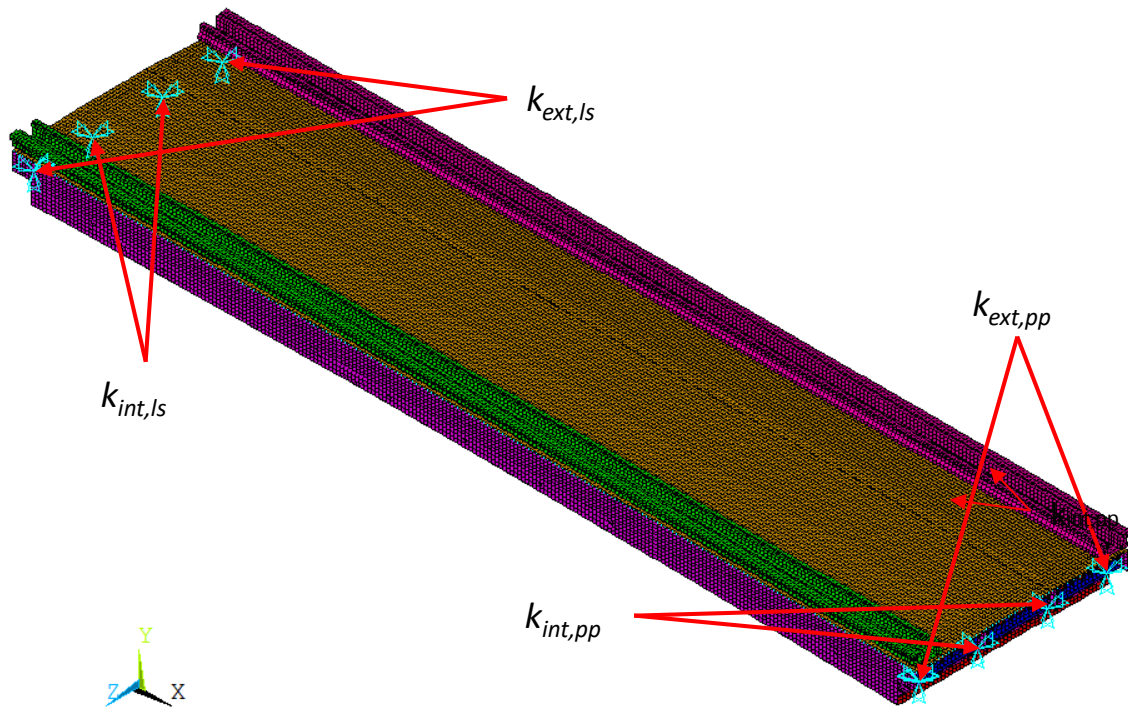
Essa atualização incluiu a modelagem de barreiras *New Jersey*, com um material concreto distinto e mais novo (datado de 2023) do que material concreto original das lajes (datado da década de 1970). Essas novas barreiras *New Jersey* acrescentaram rigidez à ponte, uma vez que não foram apenas apoiados sobre a laje do tabuleiro; pelo contrário, foram dispostos grampos perfurados na laje existente e com um espaçamento regular, de forma a uni-los rigidamente à laje do tabuleiro.

Além dessa modificação, uma segunda modificação foi permitir constantes elásticas distintas para os aparelhos de apoio, dividindo-os em 4 grupos:

- i. 2 aparelhos de apoio externos do lado do Lago Sul ($k_{ext,ls}$);
- ii. 2 aparelhos de apoio internos do lado do Lago Sul ($k_{int,ls}$);
- iii. 2 aparelhos de apoio externos do lado do Plano Piloto ($k_{ext,pp}$); e
- iv. 2 aparelhos de apoio internos do lado do Plano Piloto ($k_{int,pp}$).

A divisão realizada dessa forma permitiu um controle mais fino sobre a otimização com programação linear e sobre os modos de torção e flexão e na sua relação conjugada, uma vez que fica evidente que a ponta do balanço apresenta comportamento de rigidez à flexão global distinto do comportamento à rigidez à torção, afetando o modo como o vão central metálico se comporta. O modelo numérico-computacional modificado e revisto, com a inclusão da barreira *New Jersey* e 4 grupos de constantes elásticas é apresentado na Figura 85, a seguir.

Figura 85 – Modelo numérico atualizado com inclusão das barreiras *New Jersey* e constantes elásticas individualizadas em 4 grupos para os aparelhos de apoio: $k_{int,ls}$; $k_{ext,ls}$; $k_{int,pp}$; $k_{ext,pp}$



Fonte: autoria própria (2024).

6.2.1 Procedimento Metodológico de Calibração do Modelo Numérico

O algoritmo de otimização adotado, denominado *fMinSearchBnd* (D’Errico, 2025), modificação do método de Nelder-Mead com restrições de caixa, e baseado em programação linear do tipo *Simplex*, busca soluções dentro de limites inferiores e superiores previamente definidos, com uma tolerância de 0,005 Hz, que estabelece o critério de convergência do processo.

A função objetivo utilizada no algoritmo é do tipo mínimos quadrados (*least-squares function*), amplamente aplicada em processos de otimização e calibração de modelos numéricos. Trata-se de uma função contínua, não linear, multivariada e convexa em regiões locais do espaço de soluções, características comuns em problemas envolvendo modelos estruturais com múltiplos parâmetros incertos.

O método tem como objetivo minimizar as diferenças entre os resultados simulados e os dados experimentais, penalizando mais fortemente os desvios maiores, uma vez que os erros são elevados ao quadrado. Esse critério contribui para que as previsões do modelo fiquem o mais próximas possível dos valores reais, promovendo maior precisão na calibração.

Inicialmente, configuram-se os parâmetros do modelo, definindo-se os limites de variação admissíveis para cada variável de ajuste, bem como a tolerância desejada. Esses valores são então enviados à função objetivo *fobj.m*, responsável por realizar os cálculos e fornecer a saída numérica necessária à avaliação do modelo.

O algoritmo, implementado no script *fobj.m*, é estruturado para receber como entrada um vetor de variáveis X , correspondente ao conjunto de parâmetros físicos e mecânicos do modelo (tais como módulos de elasticidade, densidades, espessuras e rigidezes de apoio). Esse vetor é convertido em um arquivo de entrada (*input_data.txt*) contendo os valores atualizados dos parâmetros do modelo. Em seguida, é executada automaticamente uma análise em modo *batch* no software ANSYS por meio de um *script* de entrada (*macro.inp*).

O modelo numérico processado no ANSYS gera um arquivo de saída (*output.txt*) contendo os resultados modais simulados (frequências naturais), que são então importados para o MATLAB. A função objetivo calcula a norma Euclidiana dessas respostas, a partir da seguinte expressão:

$$F(X) = \|f_{num}(X) - f_{exp}\|_2 \quad \text{Equação 5}$$

em que $f_{num}(X)$ representa o vetor de frequências naturais simuladas obtidas no ANSYS com o conjunto de parâmetros X e f_{exp} representa o vetor de frequências medidas experimentalmente durante os ensaios de campo.

A norma Euclidiana consiste na raiz quadrada da soma dos quadrados das diferenças entre os componentes dos dois vetores, e pode ser expressa como:

$$\|f_{num}(X) - f_{exp}\|_2 = \sqrt{\sum_{i=1}^n (f_{num,i} - f_{exp,i})^2} \quad \text{Equação 6}$$

em que i representa o índice do somatório, que percorre cada componente dos vetores de frequências (numérica e experimental) e n é o número total de modos de vibração considerados na calibração.

O objetivo do algoritmo de calibração é encontrar o vetor X que minimiza essa função, ou seja, que fornece a menor discrepância entre o modelo e a realidade física.

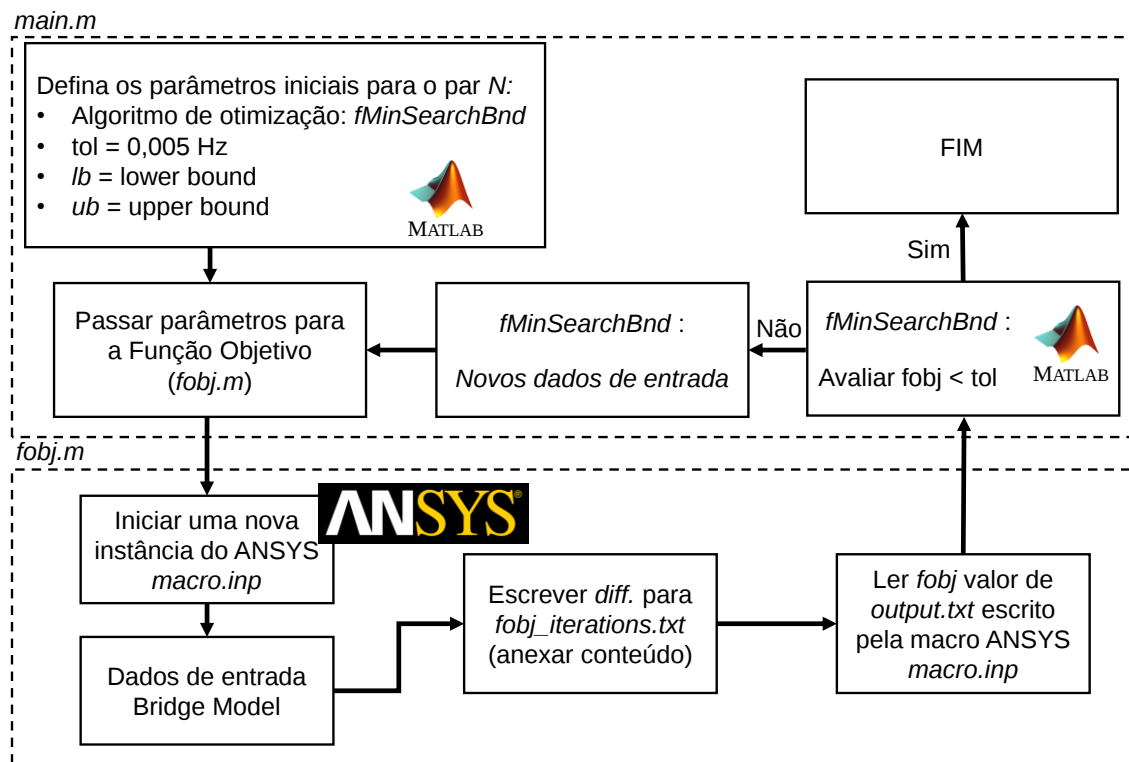
Essa abordagem permite incorporar de forma automatizada os parâmetros do modelo numérico dentro de um ciclo de otimização iterativa, garantindo que a calibração seja realizada

com base em critérios quantitativos de aderência e reduzindo o erro global entre simulação e observação real. Além disso, por se tratar de uma função contínua, não linear, convexa localmente e multivariada, o uso de métodos baseados em Simplex com restrições de caixa, como o *fminsearchbnd*, mostrou-se adequado à sua minimização.

O algoritmo de otimização então avalia se a diferença entre o valor de *fobj* e a tolerância estabelecida está suficientemente pequena. Caso a diferença seja inferior à tolerância definida, o processo de otimização é encerrado, indicando que o modelo foi calibrado de forma satisfatória. Caso contrário, novos parâmetros de entrada são gerados e o processo é repetido, permitindo uma refinada convergência do modelo numérico.

A Figura 86 apresenta o fluxograma completo do processo de otimização.

Figura 86 – Procedimento metodológico de calibração do modelo



Fonte: autoria própria (2024).

Esse processo iterativo de calibração garante que o modelo esteja ajustado com precisão, considerando tanto os dados experimentais quanto as simulações computacionais, e possibilita a criação de um modelo estrutural mais realista e confiável para futuras análises e simulações.

Os códigos referentes às rotinas estão apresentados no APÊNDICE A - CÓDIGOS MATLAB UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.

6.2.2 Parâmetros de Atualização

Os parâmetros de atualização são variáveis incertas no modelo de elementos finitos, selecionadas com o propósito de corrigir erros de modelagem. Propriedades físicas e geométricas dos elementos do modelo podem ser adotadas como parâmetros de atualização. No entanto, a seleção desses parâmetros constitui uma etapa fundamental para a eficácia do processo de atualização (Kim & Park, 2004).

Foram consideradas, também, as novas geometrias das vigas de borda dos passeios de pedestres e das barreiras de concreto tipo New Jersey. Foi adotado, para o concreto desses elementos, um valor inicial de massa específica de 2.500 kg/m^3 , com limites de variação entre 2.200 kg/m^3 e 2.700 kg/m^3 .

No caso da laje de concreto, o valor inicial considerado para a massa específica foi de 2.300 kg/m^3 , com limites inferior e superior de 2.150 kg/m^3 e 2.580 kg/m^3 , respectivamente. Já o módulo de elasticidade do concreto foi inicialmente estabelecido em 30 GPa, permitindo-se variações entre 5 GPa e 45 GPa.

Adicionalmente, foi incorporado ao modelo o arranjo dos aparelhos de apoio da estrutura, constituído por:

- Um apoio fixo;
- Um apoio com movimento unidirecional; e
- Seis apoios com movimento multidirecional.

Além disso, admitiu-se que o coeficiente de mola (k) dos apoios do tabuleiro poderia variar dentro de um intervalo previamente estabelecido, entre $1,07 \times 10^7 \text{ N/m}$ e $7,3 \times 10^8 \text{ N/m}$.

A Tabela 16, a seguir, apresenta a relação dos 13 parâmetros relevantes para atualização do modelo, bem como seus respectivos valores iniciais e limites admissíveis (inferiores e superiores).

Tabela 16 - Valores iniciais e limites admissíveis (inferiores e superiores) dos parâmetros relevantes para atualização do modelo

Var.	Descrição	Limite inferior	Valor inicial	Limite superior	Unidade
$E_{cs,slab}$	Módulo de Young do concreto da laje	5	30	45	GPa
ρ_c	Massa específica do concreto da laje	2150	2300	2580	kg/m ³
t_c	Espessura do concreto da laje	6	10	15	cm
$\rho_{asph.}$	Massa específica do pavimento asfáltico	2150	2300	2580	kg/m ³
$t_{asph.}$	Espessura do pavimento asfáltico	1	3	6	cm
$E_{cs,}$	Módulo de Young do concreto da barreira New Jersey e da viga de borda	20	40	45	GPa
$\rho_{cs,jersey}$	Massa específica do concreto da barreira New Jersey e da viga de borda	2200	2500	2700	kg/m ³
$k_{int,ls}$	Coefficiente da mola dos aparelhos de apoio internos do lado Lago Sul	10	500	1000	MN/m
$k_{ext,ls}$	Coefficiente da mola dos aparelhos de apoio externos do lado Lago Sul	10	500	1000	MN/m
$k_{int,pp}$	Coefficiente da mola dos aparelhos de apoio externos do lado Plano Piloto	10	500	1000	MN/m
$k_{ext,pp}$	Coefficiente da mola dos aparelhos de apoio internos do lado Plano Piloto	10	500	1000	MN/m
E_s	Módulo de Young do aço	185	210	215	GPa
ρ_{steel}	Massa específico do aço	7700	7850	8050	kg/m ³

Fonte: autoria própria (2025).

6.3 OTIMIZAÇÃO EM PROGRAMAÇÃO LINEAR COM BASE NAS FREQUÊNCIAS NATURAIS EXPERIMENTAIS: RESULTADOS

A Tabela 17 apresenta os valores finais dos 13 parâmetros atualizados utilizados na calibração do modelo numérico, obtidos após 760 iterações do algoritmo de otimização. Conforme descrito na seção anterior, os parâmetros ajustados incluem:

- Massa específica, módulo de elasticidade e espessura do concreto da laje;
- Massa específica e espessura do revestimento asfáltico;
- Massa específica e módulo de elasticidade do aço do tabuleiro;
- Massa específica e módulo de elasticidade do concreto das barreiras New Jersey;

- Coeficientes de rigidez das molas elásticas, correspondentes aos quatro grupos distintos de aparelhos de apoio.

Tabela 17 - Valores atualizados dos parâmetros relevantes para atualização do modelo

Var.	Descrição	Valor atualizado	Unidade
$E_{cs,slab}$	Módulo de Young do concreto da laje	34,67	GPa
ρ_c	Massa específica do concreto da laje	2,192	kg/m ³
t_c	Espessura do concreto da laje	6,14	cm
$\rho_{asph.}$	Massa específica do pavimento asfáltico	2.252,9	kg/m ³
$t_{asph.}$	Espessura do pavimento asfáltico	1,63	cm
$E_{cs,}$	Módulo de Young do concreto da barreira New Jersey e da viga de borda	44,97	GPa
$\rho_{cs,jersey}$	Massa específica do concreto da barreira New Jersey e da viga de borda	2.239	kg/m ³
$K_{int,s}$	Coeficiente da mola dos aparelhos de apoio internos do lado Lago Sul	119,85	MN/m
$K_{ext,s}$	Coeficiente da mola dos aparelhos de apoio externos do lado Lago Sul	10,65	MN/m
$K_{int,p}$	Coeficiente da mola dos aparelhos de apoio externos do lado Plano Piloto	729,76	MN/m
$K_{ext,p}$	Coeficiente da mola dos aparelhos de apoio internos do lado Plano Piloto	11,94	MN/m
E_s	Módulo de Young do aço	214,93	GPa
ρ_{steel}	Massa específica do aço	7.722	kg/m ³

Fonte: autoria própria (2025).

Na Tabela 18, Na Tabela 18, é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos a partir do modelo atualizado, com base no ensaio dinâmico. Em relação à calibração manual preliminar, observa-se uma melhoria significativa na acurácia, com o maior erro percentual absoluto reduzido de 8,69% para 1,11%, evidenciando a eficácia do processo de otimização automatizada.

Tabela 18 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos para o ensaio dinâmico

	Parâmetro relevante	Resultado experimental	Resultados do modelo numérico (FEM)		
			1º Modelo sem otimização (Bofill et al., 2023)	Dif. (%)	2º Modelo com parâmetros atualizados e melhorias
OMA	Primeiro modo à flexão	1,897 Hz	1,732 Hz	-8,69	1,876 Hz
	Primeiro modo à torção	2,706 Hz	2,790 Hz	+3,10	2,714 Hz
	Segundo modo à flexão	5,618 Hz	5,930 Hz	+5,55	5,629 Hz

Fonte: autoria própria (2025).

6.4 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO E DESLOCAMENTOS PARA CARREGAMENTO ESTÁTICO

O ensaio de carga estático é um meio de teste direto das condições de trabalho da ponte. Por meio do teste, podemos examinar se o desempenho mecânico e a capacidade de carga de uma nova ponte estão satisfeitos com o arquivo de projeto e critério, ou avaliar o grau de carga de uma ponte antiga para fornecer as informações a serem reconstruídas ou reforçadas (Zhao et al., 2011).

A Figura 87 mostra os resultados da análise estática linear da ponte, agora sobre o modelo numérico-computacional atualizado com base na metodologia otimização baseada em programação linear, com os deslocamentos e as deformações, considerando a aplicação de carga pelo veículo de prova (VP).

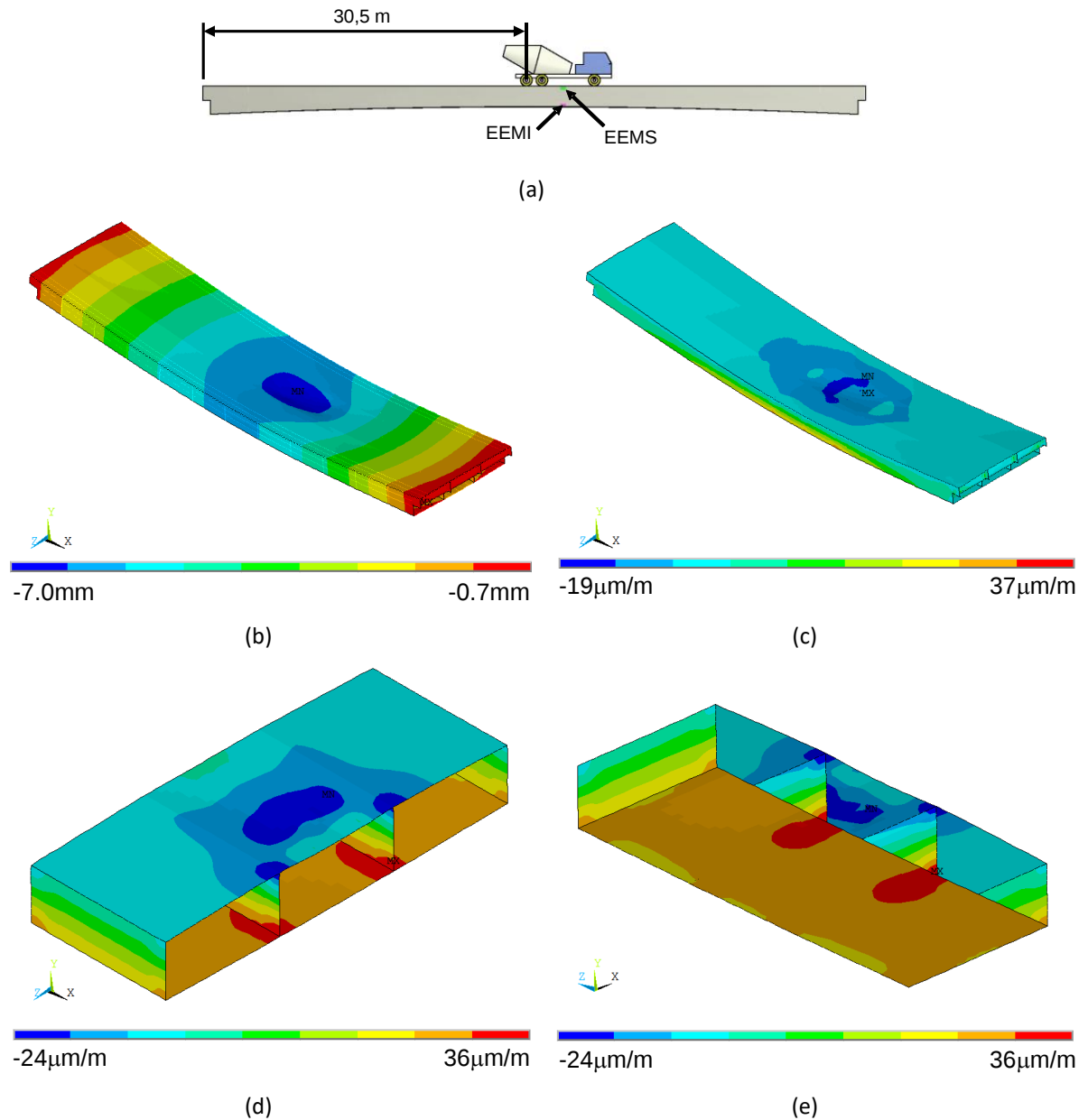
A Figura 87a mostra a posição do veículo de prova sobre a ponte, representando o carregamento aplicado, além da localização dos extensômetros nas mesas superior e inferior.

Em seguida, a Figura 87b apresenta os deslocamentos (mm) na direção Y, resultantes da carga do peso do veículo de prova (VP).

A Figura 87c mostra as deformações ($\mu\text{m}/\text{m}$) na direção X (horizontal) da estrutura, resultantes do carregamento o VP.

Já a Figura 87d e a Figura 87e mostram em detalhes as deformações longitudinais da mesa superior e inferior do tabuleiro metálico, respectivamente, variando de -24 a 36 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Figura 87 – Resultados estáticos lineares do modelo de elementos FE: (a) Posição da carga do caminhão; (b) Deslocamentos direção Y (mm); (c) Deformações elásticas na direção X; (d) Deformação longitudinal superior entre 30 m e 35 m; (e) Deformação longitudinal inferior entre 30 m e 35 m



Fonte: autoria própria (2025).

Na Tabela 19, apresenta-se a comparação entre os resultados experimentais e os resultados dos modelos numéricos inicial (calibrado exclusivamente de forma manual) e atualizado (calibrado com base na metodologia de otimização com base em programação linear) para a Ponte Honestino Guimarães.

O primeiro modelo foi gerado sem considerar aspectos como guarda-rodas e os grupos de coeficientes de molas distintos para cada grupo de aparelhos de apoio, apresentando diferenças significativas em relação aos valores experimentais, enquanto o modelo atualizado

foi aprimorado com base na atualização dos parâmetros estruturais, resultando em um ajuste mais preciso e fino do comportamento da ponte.

Por meio desses resultados, foi possível também notar a relevância da laje de concreto para o comportamento estrutural, provando que esta não é um mero elemento estrutural sem conexão com o caixão metálico. Ou seja, foi notável a existência de um comportamento misto aço-concreto entre o caixão metálico e a laje de concreto armado do tabuleiro na estrutural real, embora o vão central metálico não tenha sido dimensionada originalmente com este propósito.

Tabela 19 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos para o ensaio estático

			Resultados numéricos			
			1º Modelo sem otimização	Dif. (%)	2º Modelo com parâmetros atualizados e melhorias	Dif. (%)
Prova de Carga Estática	Parâmetro relevante	Resultado experimental				
	Deformação longitudinal na mesa inferior	32,63 µm/m	41,92 µm/m	+28,47	33.33 µm/m	+2.14
	Deformação longitudinal na mesa superior	-14,27 µm/m	-20,16 µm/m	+41,26	-13.85 µm/m	-2.95

Fonte: autoria própria (2025).

7 CONCLUSÕES

7.1 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A estrutura da Ponte Honestino Guimarães foi projetada à época de sua construção no Estado Limite Último com um modelo simplificado de viga planar. Ainda assim, é possível afirmar que o projeto do vão central metálico foi bem concebido, pois solucionou o problema dos arcos de concreto protendido utilizando chapas esbeltas. Por sua vez, o modelo numérico mais avançado desenvolvido e calibrado nesse trabalho permite estudos mais avançados sobre fadiga, modos de torção, tensões atuantes e esforços solicitantes. Essas análises são fundamentais para um bom trabalho de manutenção e reforço estrutural.

O estudo realizado sobre a ponte Honestino Guimarães, especialmente no contexto das obras de recuperação estrutural em andamento, forneceu informações significativas sobre o comportamento dinâmico e estático do tabuleiro metálico ortotrópico da ponte. Sendo uma obra emblemática do arquiteto Oscar Niemeyer, a importância histórica e cultural da ponte em Brasília reforça a necessidade de manutenção da sua integridade estrutural. A pesquisa integrou diversas técnicas de monitoração estrutural, como a monitoração contínua remota (longa duração), ensaios dinâmicos de curta duração com vibração ambiental e atualização do modelo numérico (FEM) com base em algoritmo de programação linear.

A monitoração contínua forneceu dados para a calibração inicial do modelo numérico, inicialmente derivado das condições originais da estrutura. Os dados obtidos por meio da monitoração da vibração ambiental, aliados aos ensaios de carga estática, contribuíram para a realização da primeira análise modal da estrutura. A segunda fase do estudo envolveu o aprimoramento do modelo numérico, considerando as alterações estruturais recentes, como a inclusão de guarda-corpos e barreiras New Jersey e a adequação das condições de contorno após as obras de reabilitação. O modelo foi ainda mais refinado por meio de ensaios dinâmicos, com o uso de acelerômetros móveis, para capturar com precisão a resposta estrutural.

A validação do modelo foi realizada por meio da comparação entre os resultados experimentais dos ensaios dinâmicos e de carga estática com o modelo numérico atualizado. Os resultados mostraram uma forte correlação entre as frequências naturais e as deformações previstas e os dados experimentais, com diferenças inferiores a 2% nas frequências naturais e nas deformações abaixo de 3%, atestando a confiabilidade do modelo atualizado e otimizado. Assim, este modelo validado se apresenta como uma ferramenta confiável para futuras avaliações estruturais, garantindo que a ponte continue atendendo aos padrões de segurança e

desempenho ao longo de sua vida útil. Um modelo mais avançado e mais refinado do que um mero modelo baseado em elementos de viga planar pode ser útil para pesquisas futuras com metodologia de gêmeos digitais e integração a detecção de danos com metodologia BIM e SHM.

A realização deste estudo proporcionou um aprofundamento no entendimento do comportamento estrutural de tabuleiros metálicos ortotrópicos em pontes, especialmente no que se refere à calibração e validação de modelos numéricos por meio de técnicas experimentais. O processo de integração entre ensaios dinâmicos, monitoração estrutural e otimização de modelos numéricos evidenciou a complexidade envolvida na caracterização precisa de estruturas existentes. Além disso, a necessidade de considerar fatores como variações nos materiais, condições de contorno e interações entre diferentes componentes estruturais ressaltou a importância da abordagem entre as várias disciplinas da engenharia estrutural. Esse aprendizado não apenas contribui para a melhoria dos métodos empregados neste estudo, mas também serve como base para futuras pesquisas e aplicações em projetos de manutenção e reforço estrutural.

7.2 TRABALHOS FUTUROS

Dentro da análise modal, poderão ser realizados mais campanhas operacionais com uma quantidade maior de acelerômetros de forma a identificar mais modos de vibração e garantir uma calibração mais fina, por meio também do emprego do critério MAC (Modal Assurance Criterion).

Além disso, é extremamente relevante realizar uma análise à fadiga das ligações soldadas da ponte considerando o tráfego de veículos passado e futuro, com uma metodologia de análise dinâmica com interação veículo-estrutura (Alencar et al., 2018; Alencar, de Jesus, et al., 2021; Alencar, Hong, et al., 2021; Soares da Silva et al., 2023), aplicando métodos locais avançados de avaliação à fadiga em pontes metálicas, para a qual se faz necessária a identificação dos modos de vibração já realizada no presente trabalho. Esse tipo de estudo é essencial para avaliar a vida útil de Obras de Arte Especiais, uma vez que tais estruturas estão sujeitas a solicitações de fadiga durante sua utilização comum.

Por fim, também é pertinente o desenvolvimento de um modelo em elementos finitos para os arcos de concreto protendido. Com esse modelo, será possível a identificação de modos acoplados, uma vez que um deles já foi detectado por meio das medições realizadas até então. Também será possível modelar com mais precisão os apoios elásticos do tabuleiro, conferindo

maior confiabilidade ao modelo integral da ponte (arcos de concreto protendido + vão central metálico).

No contexto da confiabilidade, é possível também realizar calibrações mais refinadas, utilizando algoritmos genéticos de otimização de modo a elaborar um gêmeo digital da ponte. Ainda, é possível realizar também a análise estática nos arcos aqui já sugerida para o vão central e comparar com os resultados das provas de carga estática, de modo a avaliar tensões e esforços atuantes na estrutura de concreto protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alencar, G., de Jesus, A., da Silva, J. G. S., & Calçada, R. (2019). Fatigue cracking of welded railway bridges: A review. *Engineering Failure Analysis*, 104. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.05.037>
- Alencar, G. S., de Jesus, A., da Silva, J. G. S., & Calçada, R. (2021). A finite element post-processor for fatigue assessment of welded structures based on the Master S-N curve method. *International Journal of Fatigue*, 153(April). <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2021.106482>
- Alencar, G. S., de Jesus, A. M. P., Calçada, R. A. B., & Silva, J. G. S. d. (2018). Fatigue life evaluation of a composite steel-concrete roadway bridge through the hot-spot stress method considering progressive pavement deterioration. *Engineering Structures*, 166(1 July), 46–61. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.058>
- Alencar, G. S., Hong, J. K., de Jesus, A., da Silva, J. G. S., & Calçada, R. (2021). The Master S-N curve approach for fatigue assessment of welded bridge structural details. *International Journal of Fatigue*, 152, 106432. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2021.106432>
- Almeida, R. O. de. (2018). *Especificações Técnicas dos Serviços de Recuperação e Reforço Estrutural e Revitalização da Ponte Costa e Silva*. NOVACAP.
- Almeida, R. O. de, Alencar, G. S., Carvalho, G. N. N. de, Veloso, L. A. M., & Brito, J. L. V. de. (2023). Monitoração Dinâmica Remota Contínua e Identificação Modal da Ponte Costa e Silva. *XIV Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, 12. http://abpe.org.br/trabalhos2023/trabalhos/ID_109.pdf
- Almeida, P., Almeida, R. O. de, & Holanda, M. L. de S. (2021). The structural rehabilitation of the Costa e Silva bridge in Brasília, DF, Brazil. *IABSE Congress, Christchurch 2020: Resilient Technologies for Sustainable Infrastructure - Proceedings*, 638–646.
- ANSYS Inc. (2009). ANSYS advanced analysis techniques guide. *Ansys Help*, 10(November), 724–746.
- Arcos, A. L. C. (2022). *Finite Element Model Updating for Civil Engineering Structures: Applying convex optimization*.
- ArPDF, A. P. do D. F. (1971). *Obras da Construção da Ponte Costa e Silva*. Arquivo Público do Distrito Federal - ArPDF.
- ArPDF, A. P. do D. F. (1976). *Obra da Construção da Ponte Costa e Silva* (p. 1). Arquivo Público do Distrito Federal - ArPDF.

- Avelino Alves Filho. (2009). *Elementos Finitos A base da tecnologia CAE* (2a ed.). Érica. <https://books.google.com.br/books?id=JrdiDwAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=pt-BR#v=onepage&q&f=false>
- Bathe, K.-J. (2006). *Discontinuous Finite Element Procedures* (pp. 21–43). Klaus-Jurgen Bathe. https://doi.org/10.1007/1-84628-205-5_2
- Bofill, G. B., Oliveira, R., & Alencar, G. S. (2023). Desenvolvimento de um Modelo Numérico em Elementos Finitos para o Vão Central em Estrutura Metálica da Ponte Honestino Guimarães. In ABCEM - Associação Brasileira da Construção Metálica (Ed.), *9º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica*.
- Bowles, J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. In *Civil Engineering Materials*.
- Carneiro, A. L., & Bittencourt, T. N. (2013). *Coeficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros*.
- Carver, T., Harris, S. R., Berriman, M., Parkhill, J., & McQuillan, J. A. (2012). Artemis: An integrated platform for visualization and analysis of high-throughput sequence-based experimental data. *Bioinformatics*, 28(4), 464–469. <https://doi.org/10.1093/bioinformatics/btr703>
- Concrepoxi Engenharia. (2022). *Resultados da verificação estrutural da Ponte Costa e Silva, localizada em Brasília-DF*.
- D’Errico, J. (2025). *fminsearchbnd*, *fminsearchcon*. <https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/8277-fminsearchbnd-fminsearchcon>
- De Angelis, A., & Pecce, M. R. (2023). Model assessment of a bridge by load and dynamic tests. *Engineering Structures*, 275(PA), 115282. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115282>
- Debs, M. K. El, & Takeya, T. (2005). *Pontes de concreto - Notas de aula* (p. 125). Universidade de São Paulo.
- Delgado, R., & Calçada, R. (2012). Dynamic Effects Induced by High Speed Traffic on Rail Bridges. *International Journal of Railway Technology*, 1(1), 87–104. <https://doi.org/10.4203/ijrt.1.1.4>
- Detran - Departamento de Trânsito do Distrito Federal. (2023). *Frota De Veículos Registrados No Distrito Federal* (p. 2). Secretaria de Estado de Segurança Pública do Distrito Federal. http://www.detran.df.gov.br/images/07_julho_2017_frota.pdf
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2017). Manual de custos de infra-estrutura de transportes. In *Departamento Nacional de Infra-Estrutura de*

Transportes (Vol. 10).

- Feng, C. H., Gao, Y., Jin, X. S., & Shi, X. N. (2014). Study on Detection Method of Bridge Structure Based on Quasi-Static Test. *Applied Mechanics and Materials*, 501–504, 1148–1151. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.501-504.1148>
- Ferraz, J. C. F. (1972). *Estudo e anteprojeto para recuperação da obra sobre o Lago Paranoá*.
- Fonseca, R. P. (2007). *A ponte de Oscar Niemeyer em Brasília: construção, forma e função estrutural*. Universidade de Brasília.
- Ford Motor Company Brasil Ltda. (2016). *Especificações Técnicas Ford Cargo 2629* (p. 2).
- Góes, L. N. D., & Dias, A. A. (2005). Comparação de três métodos de cálculo para pontes de madeira protendida transversalmente. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 2(3), 79–93.
- Hassani, S., Mousavi, M., & Sharif-Khodaei, Z. (2022). Smart bridge monitoring. In *The Rise of Smart Cities* (pp. 343–372). Elsevier.
- HBM, H. B. M. (2015). *Extensometria* (p. 257). HBM, Hottinger Baldwin Messtechnik.
- Hekic, D., Anzlin, A., Ribeiro, D., Znidaric, A., & Cesarek, P. (2023). Strain and acceleration-based finite element model updating of a concrete highway viaduct. *Proceedings of the 14th International Workshop on Structural Health Monitoring, May 2024*, 325–332. <https://doi.org/10.12783/shm2023/36760>
- Inojosa, L. da S. P., & Buzar, M. A. R. (2022). O concreto e a arquitetura de Niemeyer em Brasília. *CONCRETO & Construções*, L(107), 35–41. <https://doi.org/10.4322/1809-7197.2022.107.0001>
- IPEDF, I. de P. e E. do D. F. (2024). *Informe demográfico N° 2* (p. 10). Coordenação de Estudos e Avaliação de Políticas Socioeconômicas. https://www.ipe.df.gov.br/wp-content/uploads/2024/04/Informe-N2_Doze-anos-de-RIDE-Primeiros-resultados-populacionais-Censo-2022.pdf
- Jaishi, B., & Ren, W.-X. (2005). Structural Finite Element Model Updating Using Ambient Vibration Test Results. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 617–628. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2005\)131:4\(617\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2005)131:4(617))
- Kim, G. H., & Park, Y. S. (2004). An improved updating parameter selection method and finite element model update using multiobjective optimisation technique. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 18(1), 59–78. [https://doi.org/10.1016/S0888-3270\(03\)00042-6](https://doi.org/10.1016/S0888-3270(03)00042-6)
- Kwad, J., Alencar, G., Correia, J., Jesus, A., Calçada, R., & Kripakaran, P. (2017). Fatigue assessment of an existing steel bridge by finite element modelling and field measurements. *Journal of Physics: Conference Series*, 843(1), 012038. [98](https://doi.org/10.1088/1742-</p></div><div data-bbox=)

6596/843/1/012038

- Lacerda, E. De, Martini, R. J., & Chahud, E. (2015). *Evolução histórica dos ensaios de prova de carga*. February 2017.
- Lazzari, B. M. (2021). *Análise Estática, Modal e Dinâmica das Etapas Construtivas de uma Ponte Estaiada através do Método dos Elementos Finitos*. 276.
- Magalhães, F. M. R. L. de. (2004). *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Universidade do Porto.
- Malveiro, J., Ribeiro, D., Sousa, C., & Calçada, R. (2018). Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests. *Engineering Structures*, 164(February), 40–52. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.057>
- MathWorks, T. (2022). *MATLAB* (MATLAB version: 9.13.0 (R2022b)). The MathWorks Inc. <https://www.mathworks.com>
- Mazzini, L. (2018). Juiz determina que ponte no DF seja mantida Costa e Silva até nova lei. *Blog Coluna Esplanada, UOL Notícias*, 1–2. <https://colunaesplanada.blogosfera.uol.com.br/2016/09/27/juiz-determina-que-ponte-no-df-seja-mantida-com-nome-de-costa-e-silva/>
- Mendes, P. de T. C. (2011). *Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras* [Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia.]. São Paulo.
- Merce, R. N. (2007). *Metodologia para Atualização de Modelos Numéricos de Pontes com Base em Dados Experimentais* [Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.]. Distrito Federal.
- Moussa, Y., Issa, A., Shahawy, M. A., Issa, M. A., Mohsen, P. E., Shahawy, A., & Structural Analyst, P. E. (1993). *Dynamic and Static Tests of Prestressed Concrete Girder Bridges in Florida*. May.
- Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. (1969). *Fundo Novacap I*. Arquivo Público do Distrito Federal - ArPDF.
- Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. (1976). *Fundo Novacap II*. Arquivo Público do Distrito Federal - ArPDF.
- Novacap - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil. (1985). *Projeto Executivo de Alteração da Calçada da Ponte Costa e Silva* (p. 1). Arquivo Público do Distrito Federal - ArPDF.
- Oliveira, C. B. L., Greco, M., & Bittencourt, T. N. (2019). Analysis of the brazilian federal

- bridge inventory. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 12(1), 1–3.
<https://doi.org/10.1590/s1983-41952019000100002>
- Oliveira, C. R. De. (2006). *Prova de carga em estruturas de concreto* (p. 143).
<https://doi.org/10.47749/T/UNICAMP.2006.403297>
- OPAC Consulting Engineers Inc. (2000). *Koror - Babeldaob Bridge*.
<https://www.opacengineers.com/projects/Koror>
- Paultre, P., Proulx, J., & Talbot, M. (1995). Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads. *Journal of Structural Engineering*, 121(2), 362–376.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:2\(362\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:2(362))
- Pedro, J. J. O., & Reis, A. J. (2013). Composite steel-concrete cable-stayed bridges: Developments and future trends. In *Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation* (Issue August, p. 960).
- Penner, E. (2001). *Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto* [Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Estruturas e Fundações.]. São Paulo.
- Rakoczy, A. M., Porzyc, L., & Ribeiro, D. (2024). Predicting long-term service performance of a prestressed concrete bridge using a probabilistic method and remote bridge inspection technologies. *IABSE Congress, San José 2024: Beyond Structural Engineering in a Changing World*, 987–994. <https://doi.org/10.2749/sanjose.2024.0987>
- Ribeiro, D., Ribeiro, C. A., Leite, J., Bragança, C., Silva, M., Pinto, N., Conceição, P., & Gaspar, A. (2023). *Condition Assessment of a Metallic Runway Beam Based on Dynamic and Static Testing* (pp. 303–315). https://doi.org/10.1007/978-3-031-29191-3_26
- Santos, A. (2014). *Análise Numérica E Experimental De Um Modelo Dinâmico Da Ponte Ferroviária De Antuã*. Politécnico do Porto.
- Schommer, S., Nguyen, V. H., Maas, S., & Zürbes, A. (2017). Model updating for structural health monitoring using static and dynamic measurements. *Procedia Engineering*, 199, 2146–2153. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.156>
- Sequera Gutierrez, D., Solano Rodríguez, L. F., Muñoz Díaz, E. E., Alvarado Vargas, Y. A., Villalba Morales, J. D., & Gasch Molina, I. (2020). Updating the finite element model of a Colombian Bridge with Ansys. *Dyna*, 87(212), 209–218.
<https://doi.org/10.15446/dyna.v87n212.79785>
- Soares da Silva, A. C., Alencar, G. S., & Santos da Silva, J. G. (2023). Advances in Methodology for Fatigue Assessment of Composite Steel–Concrete Highway Bridges Based on the Vehicle–Bridge Dynamic Interaction and Pavement Deterioration Model.

- Metals*, 13(8), 1343. <https://doi.org/10.3390/met13081343>
- Tang, M.-C. (2014). The Story of the Koror Bridge. In *The Story of the Koror Bridge*. <https://doi.org/10.2749/cs001>
- Zenunovic, D., Topalovic, M., & Folic, R. (2015). Identification of Modal Parameters of Bridges Using Ambient Vibration Measurements. *Shock and Vibration*, 2015. <https://doi.org/10.1155/2015/957841>
- Zhao, J., Liu, T., & Wang, Y. (2011). Static Test Analysis of a Bridge Structure in Civil Engineering. *Systems Engineering Procedia*, 1, 10–15. <https://doi.org/10.1016/j.sepro.2011.08.003>
- Zheng, X., Song, J., Liu, L., Sun, B., & Gao, H. (2024). Static and dynamic load test on concrete hollow-core slab bridge. *Advances in Engineering Technology Research*, 11(1), 327. <https://doi.org/10.56028/aetr.11.1.327.2024>

APÊNDICE A - CÓDIGOS MATLAB UTILIZADOS NA CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A.1 – Rotina *main.m*: execução do processo de otimização

A rotina principal *main.m* tem por objetivo iniciar o processo de calibração automática, definindo as estimativas iniciais, os limites inferior e superior de cada parâmetro de entrada, bem como os critérios de tolerância e número máximo de iterações. A função *fminsearchbnd*, chamada nessa rotina, executa a otimização com restrições de caixa.

```
clc
clear

% Estimativas iniciais para os parâmetros (módulos, densidades, espessuras, rigidezes)
x0 = [44742117248.1659 2414.0089 0.081528 2427.358 0.046055 ...
      44912036934.8949 2200.8881 81763238.9206 80171552.3999 ...
      334055746.7252 81343351.5033 214696937065.0319 7706.0016];

% Limites inferior e superior
ub = [4.5E10 2580 0.15 2580 0.06 4.5E10 2700 1E9 1E9 1E9 1E9 2.15E11 8.05E3];
lb = [5.00E9 2150 0.06 2150 0.01 2.0E10 2200 1E7 1E7 1E7 1E7 1.85E11 7.70E3];

% Configuração do algoritmo
opts = optimset('fminsearch');
opts.Display = 'iter';
opts.TolFun = 0.005;
opts.TolX = 0.005;
opts.MaxFunEvals = 10000;

% Execução da otimização
xsol = fminsearchbnd(@fobj,x0,lb,ub,opts);
```

A.2 – Função *fobj.m*: definição da função objetivo

A função *fobj.m* define a função objetivo do tipo mínimos quadrados. Recebe como entrada o vetor de parâmetros *X*, grava os valores num arquivo de texto (*input_data.txt*), executa a análise numérica no ANSYS via macro em modo *batch*, e lê os resultados de saída para cálculo da norma dos resíduos:

```
function [F] = fobj(X)

% Grava os dados de entrada para o ANSYS
fid = fopen('input_data.txt','w');
string = ['mod_laje = ' num2str(X(1)) ...
        '\ndens_laje = ' num2str(X(2)) ...
        '\nt_laje = ' num2str(X(3)) ...
        '\ndens_asf = ' num2str(X(4)) ...
        '\nesp_asf = ' num2str(X(5)) ...
        '\nmod_nj = ' num2str(X(6)) ...
        '\ndens_nj = ' num2str(X(7)) ...
        '\nk_int_sul = ' num2str(X(8)) ...
        '\nk_ext_sul = ' num2str(X(9)) ...
        '\nk_ext_plano = ' num2str(X(10)) ...
        '\nk_int_plano = ' num2str(X(11)) ...
        '\nmod_aco = ' num2str(X(12)) ...
        '\ndens_aco = ' num2str(X(13))];
fprintf(fid, string);
fclose('all');

% Chamada do ANSYS com script automatizado
system(['SET          KMP_STACKSIZE=2048k          &          "C:\Program          Files\ANSYS
Inc\v172\ansys\bin\winx64\ansys172" ' ...
        '-p struct -j Modelo_pcargest6 -s read -b -i macro.inp -o Modelo_pcargest6.out']);

% Leitura dos resultados simulados e cálculo do erro
F = importdata('output.txt');
F = norm(F);
end
```

A.3 – Função *fminsearchbnd.m*: otimização com restrições de caixa

A função *fminsearchbnd.m* é uma extensão da função *fminsearch* original do MATLAB, desenvolvida por John D’Errico (2025). Permite realizar minimização de funções mesmo com variáveis limitadas por valores mínimos e máximos (*box constraints*). O método baseia-se em transformações das variáveis para adaptar o algoritmo de Nelder-Mead (Simplex), que originalmente não aceita restrições:

- Transformações: senoide para variáveis com limites inferior e superior, quadrática para limites únicos.
- Subfunções: *intrafun* e *xtransform* realizam, respectivamente, a avaliação da função transformada e o retorno das variáveis ao espaço original.