



Lucas Manuel Campos Costa

## **DESEMPENHO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE TABULEIRO MISTO DE PONTES ESTAIADAS: CASO DA PONTE UNIÃO.**

### **DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação Orientada pelo Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Coorientada pelo Professor Pedro Afonso de Oliveira Almeida

Belém – Pará – Brasil

2023

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**Lucas Manuel Campos Costa**

**Desempenho do sistema estrutural de tabuleiro  
misto de pontes estaiadas: caso da ponte União.**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação de mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira.  
Coorientador: Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida

Belém

Junho de 2023

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Lucas Manuel Campos Costa

TÍTULO: Desempenho do sistema estrutural de tabuleiro misto de pontes estaiadas: caso da ponte União.

GRAU: Mestre                    ANO: 2023

É concedida à Universidade Federal do Pará 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 dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

### **Lucas Manuel Campos Costa**

Rodovia Augusto Montenegro, nº 6000,  
Residencial Greenville II, Quadra 14 Casa 09.  
Parque Verde.66.635-110 Belém – PA – Brasil.

---

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD  
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará  
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

---

C198d     Campos Costa, Lucas Manuel.  
              Desempenho do sistema estrutural de tabuleiro misto de pontes  
              estaiadas: caso da ponte União. / Lucas Manuel Campos Costa. —  
              2023.  
              110 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Coorientador(a): Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,  
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, Belém, 2023.

1. Desempenho aço-concreto. 2. Análise computacional. 3.  
Ponte estaiada. 4. Frequências limites. I. Título.

CDD 624

---



## DESEMPENHO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE TABULEIRO MISTO DE PONTES ESTAIADAS: CASO DA PONTE UNIÃO

AUTOR:

**LUCAS MANUEL CAMPOS COSTA**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 28/06/2023

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Orientador (UFPA)

PEDRO AFONSO DE OLIVEIRA Digitally signed by PEDRO AFONSO DE OLIVEIRA ALMEIDA;12093270234  
ALMEIDA:12093270234 Date: 2023.12.01 14:51:52 -03'00'

Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida  
Coorientador (USP)

Documento assinado digitalmente  
 MARCOS DE SOUZA PICANÇO  
Data: 01/12/2023 13:11:33 -0300  
Verifique em <https://validar.usp.br>

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço  
Membro Interno (UFPA)

Documento assinado digitalmente  
 RUY MARCELO DE OLIVEIRA PAULETTI  
Data: 01/12/2023 16:46:23 -0300  
Verifique em <https://validar.usp.br>

Prof. Dr. Ruy Marcelo de Oliveira Pauletti  
Membro Externo (USP)

Visto:

Documento assinado digitalmente  
 MARCOS DE SOUZA PICANÇO  
Data: 04/12/2023 12:02:35 -0300  
Verifique em <https://validar.usp.br>

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço  
Coordenador do PPGEC / IITEC / UFPA

Universidade Federal do Pará  
Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**DESEMPENHO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE TABULEIRO  
MISTO DE PONTES ESTAIADAS: CASO DA PONTE UNIÃO.**

**AUTOR:**

**LUCAS MANUEL CAMPOS COSTA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO  
SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ,  
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA  
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Orientador  
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida  
Coorientador  
Escola Politécnica – USP

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço  
Examinador Interno  
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Ruy Marcelo de Oliveira Pauletti  
Examinador Externo  
Escola Politécnica – USP

Belém – Pará – Brasil  
Belém, 28 de junho de 2023

**“A vitalidade é demonstrada não apenas pela persistência, mas pela capacidade de começar de novo.”**

*(F. Scott Fitzgerald)*

A Deus, que me possibilitou toda a base familiar necessária para tornar este sonho possível. Aos meus pais, Manuel Tomás Costa e Ana Izabel Costa, meus irmãos Nicole Costa e Rui Mateus Costa, à minha amada sobrinha Isabela, aos meus cunhados André e Nathalya, por todo apoio e ajuda que recebi, uma vez que o caminho não foi fácil, mas a presença de cada um ao meu lado foi o impulso que eu precisava para alcançar esse objetivo. À minha noiva Camilly Victória pelo apoio e ajuda fundamentais para a conclusão deste curso.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador, professor Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, que desde a graduação sempre me incentivou na busca por conhecimento, estimulando o interesse pela pesquisa e inovação.

Ao meu coorientador, professor Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida, por todo conhecimento transmitido e pela oportunidade que me foi dada de passar dois anos trabalhando com execução, gerenciamento e modelagem numérica de Pontes pelo Brasil, além de me ofertar o uso do programa CSIBridge no período que necessitei para o estudo de caso deste trabalho.

Aos meus amigos do Laboratório de Sistemas Estruturais - LSE, por todo apoio e acesso de informações necessárias para a elaboração desta dissertação, em especial a Samuel Westphal, Ana Carolina de Pádua, Elen Silva, Evelly Beatriz Silva, Ronaldo Matos, Estefany Santos, Luan Cristian Costa, Marina Gama, Francisco Moreira, Kirkson Ferreira e Andrey Martins.

Ao engenheiro Jean Carlo Corrêa, por todo ensinamento sobre execução e gerenciamento de obras em pontes estaiadas, além da contribuição acadêmica sobre este trabalho.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), por todo o conhecimento transmitido e por tornarem a Universidade Federal do Pará cada vez mais a maior instituição de ensino e pesquisa do norte do Brasil.

E a todos que estiveram comigo ao longo dos anos, que de alguma forma sempre me ajudaram, acreditaram e me incentivaram a nunca desistir deste sonho, muito obrigado.

COSTA, L.M.C. Desempenho do sistema estrutural de tabuleiro misto de pontes estaiadas: caso da Ponte União. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2023.

## RESUMO

É notória a escassez de investigação das obras de arte especial, sobretudo as que compõem a malha viária amazônica, mais precisamente no estado do Pará. Diante do exposto, buscou-se verificar o comportamento em serviço da ponte estaiada sobre o rio Moju, nomeada como Ponte União, após a readequação do canal navegável devido ao sinistro que ocasionou a queda de dois tramos da superestrutura, gerando um vão de 268m a ser reestabelecido. Logo, buscou-se inicialmente caracterizar uma ponte estaiada, tanto na descrição de seus elementos e tipos de estaiamento, quanto ao seu pré-dimensionamento e comportamento dos cabos em função do esforço devido ao vento. Seguindo, coletou-se dados referentes à prova de carga realizada na ponte, a fim de verificar a integridade desta ao comparar os resultados experimentais com o modelo computacional. Tal avaliação foi realizada ao comparar as deflexões, frequências naturais, forças nos cabos medidos em campo com as teóricas, as quais foram baseadas na literatura nacional, internacional e autores. Sendo assim, concluiu-se que através do uso da ferramenta Load Optimizer, do software CSIBridge V24, que as forças do cabo no modelo atingiram resultados satisfatórios, bem como as frequências naturais da ponte indicam que a ponte se encontra mais rígida que o modelo teórico, comprovado pelo uso de formulações de autores que verificam que o modelo está bem calibrado, devido primeiro modo de vibração vertical natural estar satisfatoriamente próximo das frequências teóricas calculadas para este modo. Ainda, ao analisar-se as deflexões do modelo em relação ao trem tipo TB-45 e o comboio experimental, verificou-se que a prova de carga realizada conferiu uma deflexão 6% maior do que a esperada segundo a carga proposta pela norma NBR 7187/2013 e que quando se realiza as considerações das ações, verifica-se que o deslocamento atende à literatura normativa vigente.

COSTA, L.M.C. Performance of the structural system of composite deck of stayed bridges: Ponte União case. Master's thesis, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2023.

## ABSTRACT

It's known the scarcity of investigations on special work of art, especially the ones that compose the Amazon Road network, more precisely in the state of Pará. Therefore, it was intended to verify the behavior in service of the stayed bridge over the Moju river, named as Ponte União, after the readjustment of the shipway due to the sinister that led to the fall of two segments of the superstructure, creating a 268m span to be reestablished. So, initially it was characterized a stayed bridge, as well as in the description of its elements and types of distribution of the cables, as your pre-dimensioning and behavior of the cable due to the wind force. Following, it was collected data referent to the load test, to verify the integrity of the bridge when comparing the experimental results with the ones of the computational model. Such evaluation was made to compare the deflections, natural frequencies, cables forces measured experimentally with the theoretical, which were based on the national, international literature and authors. Therefore, it was concluded with the use of the Load Optimizer tool, of the software CSIBridge V24, that the cables forces in the model obtained satisfactory results, as well as the natural frequencies of the bridge indicates, that the structure of the bridge, in summary, is more rigid than the theoretical model, proven by the use of formulations of authors that verifies that the model is well calibrated, due the first natural vertical vibration mode is satisfactorily close to the theoretical frequencies calculate for this mode. the further the first mode of vertical vibration is satisfactory beyond the limit frequency to that mode, as well as the critical speed of the wind due the buffeting phenomenon also is beyond the common speed to the region, according to the national literature. Still, when analyzing the deflections of the model in relation to the train type TB-45 and the experimental one, it was verified that the load test induced a deflection 6% greater than the one expected according to the load proposal by the norm NBR 7187/2013 and when it's made the considerations of the actions in the bridge, it's shown that the displacement attends to the current normative literature

## Sumário

1 Introdução .....	1
1.1 Considerações iniciais .....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Procedimentos metodológicos.....	4
1.4 Limitações .....	5
1.5 Justificativa.....	5
2 Características de pontes estaiadas .....	7
2.1 Configuração geométrica.....	7
2.1.1 Tabuleiro.....	8
2.1.2 Cabos estais .....	9
2.1.2.1 Ancoragem do estai .....	12
2.1.3 Mastro.....	15
2.2 Configuração geométrica.....	16
2.2 Tipos de estaiamento .....	17
2.2.1 Geometria em harpa.....	18
2.2.2 Geometria em leque.....	18
2.2.3 Geometria em semi-harpa.....	19
2.2.4 Geometria assimétrica .....	20
2.3 Sistemas Construtivos .....	20
2.3.1 Rotação do tabuleiro.....	21
2.3.2 Balanços sucessivos.....	21
2.4 Pré-dimensionamento da geometria semi-harpa.....	22
2.4.1 Casos de carga mínima e máxima de tração no cabo. ....	22
2.4.2 Cálculo da relação de tensão <i>kac</i> .....	24
2.4.3 Determinação do vão lateral .....	24
2.4.4 Pré dimensionamento do cabo.....	26
2.4.5 Estimativa da rigidez do cabo estai – Módulo de DISCHINGER.....	29

2.4.6 Força de protensão.....	29
2.5 Vibrações dos estais devido ao vento .....	30
2.5.1 Martelamento.....	30
2.5.2 Vibrações por vórtices .....	31
3. Mudança do sistema estrutural .....	33
3.1 Projeto original da ponte Moju Alça .....	33
3.2 Projeto de readequação da ponte Moju Alça .....	36
3.2.1 Método Construtivo .....	42
4 Prova de carga na ponte União .....	47
4.1 Realização da prova de carga .....	47
4.2 Instrumentação.....	49
4.3 Monitoração estática.....	50
4.2.1 Deslocamentos.....	51
4.3.2 Deformações .....	52
4.4 Monitoramento dinâmico .....	55
4.4.1 Acelerações.....	56
5 Modelagem computacional.....	60
5.1 Características dos materiais .....	60
5.1.1 Concreto e aço .....	61
5.1.2 Aparelhos de apoio .....	61
5.2 Características do modelo.....	63
5.3 Análise dos resultados .....	67
5.3.1 Análise não-linear de pontes estaiadas .....	67
5.3.1.1 Forças nos cabos.....	68
5.3.1.2 Deslocamentos.....	71
5.3.1.2.1 Análise dos deslocamentos limites .....	73
5.3.2 Análise modal .....	74
5.3.2.1 Modos de vibração .....	75

5.3.2.1.1 Flexão do tabuleiro .....	76
5.3.2.1.2 Flexão do tabuleiro e do mastro .....	78
5.3.2.1.3 Flexo-torção do tabuleiro.....	79
5.3.2.2 Frequências de vibração .....	82
6 Conclusão .....	84
6.1 Sugestões para trabalhos futuros .....	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	86

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1 – Especificações da cordoalha	9
Tabela 4.1 - Arranjo sobre os vãos para prova de carga estática	48
Tabela 4.2 - Cronograma de ensaio para a prova de carga dinâmica.	49
Tabela 5.1 – Caracterização dos materiais	61
Tabela 5.2– Cargas permanentes do modelo	66
Tabela 5.3 - Demonstrativo das forças medidas nos cabos estais experimental e teoricamente	70
Tabela 5.4- Demonstrativo dos deslocamentos medidos nas vigas longarinas principais experimental e teoricamente	72
Tabela 5.5- Limites de flechas para cargas móveis em função do vão	74
Tabela 5.6 - Comparativo entre as frequências naturais experimental e teoricamente	81
Tabela 5.7 - Comparativo entre as frequências naturais	83

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 1.1 – Ponte União sobre o rio Moju	2
Figura 2.1 – Sistema estrutural de ponte estaiada corrente	6
Figura 2.2 – Esquemático da cordoalha	8
Figura 2.3 – Tubo em PEAD com cordões helicoidais-Ponte Aracaju-Barra dos Coqueiros	10
Figura 2.4 – Medidas de controle aerodinâmico contra vibração causada pelo vento. (a) Cordão helicoidal; (b) Anéis	11
Figura 2.5 – Célula de carga monocordalha	11
Figura 2.6 – Pesagem do cabo estai da ponte sobre o Rio Guamá	12
Figura 2.7 – Esquemático do cabo estai	13
Figura 2.8 – Tubo-Telescópio – Nova Ponte do Outeiro (Belém-PA)	14
Figura 2.9 – Bainha plástica danificada – Ponte Almir Gabriel, sobre o Rio Guamá, Marituba-PA	14
Figura 2.10 – Configurações para pilares com um plano de cabos estais	15
Figura 2.11 – Configurações para pilares com dois planos de cabos estais	16
Figura 2.12 – Diferentes distribuições de estaiamento	16
Figura 2.13 – Ponte sobre o Rio Guamá.	17
Figura 2.14 – Geometria em harpa	18
Figura 2.15 – Geometria em leque	19
Figura 2.16 – Geometria em semi-harpa	19
Figura 2.17 – Geometria assimétrica	20
Figura 2.18 – Viaduto estaiado sobre a rodovia, em Germiston, África do Sul	21
Figura 2.19 – Região de ancoragem no sistema semi-harpa (à esquerda) e no sistema em leque (à direita)	22
Figura 2.20 – Casos de carga mínima(a) e máxima(b) de tração	23
Figura 2.21 – Sistema semi-Harpa idealizado como um sistema contínuo	24
Figura 2.22 – Variação da relação de extensão crítica $l_a/l_m$ , com a relação da cargas de tráfego e carga permanente $p/g$ e do fator de tração $K_{ac}$	25
Figura 2.23 – Caso de força máximo no cabo estai	26
Figura 2.24 – Caso de maior força no cabo estai	28
Figura 2.25 – Ação da rajada dos ventos em dois planos de estais	30

Figura 2.26 – Evolução da frequência de desprendimento de vórtice com a velocidade do vento em uma estrutura elástica	32
Figura 3.1 – Projeto original Moju Alça	33
Figura 3.2 – Seção longitudinal original, módulos 1 a 4	34
Figura 3.3 – Seção longitudinal original, módulos 5 a 7	34
Figura 3.4 – Trecho sinistrado da ponte sobre o Rio Moju	35
Figura 3.5 – Esquemático trecho sinistrado	36
Figura 3.6 – Seção do mastro tipo	37
Figura 3.7 – Elevação do trecho estaiado	37
Figura 3.8 – Seção transversal do tabuleiro	38
Figura 3.9 – Seção transversal longarina principal	38
Figura 3.10 – Seção transversal longarina secundária	39
Figura 3.11 – Seção transversal transversina.	39
Figura 3.12 – Planta baixa da aduela tipo	40
Figura 3.13 – Elevação da aduela tipo	40
Figura 3.14 – Solidarização do sistema estrutural aço-concreto (a) e a seção transversal do tabuleiro (b)	41
Figura 3.15 – Ancoragem no mastro (a) e no tabuleiro (b)	41
Figura 3.16 – 1 <sup>a</sup> (a), 2 <sup>a</sup> (b) e 3 <sup>a</sup> (c) fases de moldagem do bloco de fundação	42
Figura 3.17 – Cravação das 21 estacas do núcleo central do bloco de fundação	43
Figura 3.18 – Balsa da usina de concreto	43
Figura 3.19 – Temperatura do concreto em °C	44
Figura 3.20 – Execução em balanços sucessivos com o uso da treliça de içamento	45
Figura 3.21 – Treliça de içamento das aduelas	45
Figura 3.22 – Diagrama de velocidade de construção de pontes no Brasil	46
Figura 3.22 – Ponte União sobre o rio Moju	46
Figura 4.1 – Caminhões dispostos sobre a ponte durante a prova de carga estática	47
Figura 4.2 – Pontos do trecho estaiado que foram realizados os levantamentos topográficos	51
Figura 4.3 – Levantamento topográfico do durante a prova de carga estática	52
Figura 4.4 – Vista lateral do trecho estaiado onde mostra a posição dos extensômetros	52
Figura 4.5 – Planta baixa do trecho estaiado onde mostra a posição dos extensômetros	53

Figura 4.6 – Extensômetro instalado na mesa inferior da longarina	53
Figura 4.7 – Esquemático (a) e modelo (b) do extensômetro instalado na mesa da Longarina	53
Figura 4.8 - Deformação das longarinas durante a prova de carga estática	54
Figura 4.9 – Arranjo da instalação dos acelerômetros 3593 e 3037 na monitoração das frequências dos pilares do mastro	56
Figura 4.10 – Planta baixa do trecho estaiado onde mostra a posição dos acelerômetros em cima da pista	57
Figura 4.11 – Seção transversal do trecho estaiado onde mostra a posição dos acelerômetros em cima da pista	57
Figura 4.12 – Acelerômetro uniaxial (a) e triaxial (b)	57
Figura 4.13 – Espectros das acelerações aquisitadas no tabuleiro durante os ensaios	59
Figura 5.1 – Características dos aparelhos de apoio de neoprene instalados na viga travessa inferior do mastro	62
Figura 5.2 – Licença utilizada de software CSIbridge V24, cedida por LSE	63
Figura 5.3 – Vista 3D do modelo numérico	64
Figura 5.4 – Vista frontal do mastro no modelo numérico	64
Figura 5.5 – Vínculo de ligação do estai ao tabuleiro, destacado em amarelo	65
Figura 5.6 – Vínculo de ligação do estai ao mastro, destacado em amarelo	65
Figura 5.7 – Vínculo de ligação dos apoios nos encontros	66
Figura 5.8 – Deslocamento teórico encontrado no modelo numérico – Caso linear	71
Figura 5.9 – Deslocamento teórico encontrado no modelo numérico – Caso não-linear	72
Figura 5.10 – Estrutura deformada para a maior deflexão – Margem direita	72
Figura 5.11 – Estrutura deformada para a maior deflexão – Margem esquerda	73
Figura 5.12 – Modo de translação transversal do tabuleiro da ponte	76
Figura 5.13 – Espectros das frequências em Z, modo de torção do tabuleiro e mastro	77
Figura 5.14 – Modo de torção do tabuleiro e do mastro da ponte	78
Figura 5.15 – Espectros das frequências em Z, modo de flexão do tabuleiro	78
Figura 5.16 – Modo de flexão do tabuleiro e do mastro da ponte	79
Figura 5.17 – Espectros das frequências, modo de flexo-torção do tabuleiro	80
Figura 5.18 – Modo de flexo-torção do tabuleiro da ponte	81

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $a_a$  – Comprimento do vão lateral
- $a_i$  – Distância entre o mastro e a carga concentrada do estai
- $a_m$  – Comprimento do vão central
- $A_{ac}$  – Área de aço do cabo para o cabo de maior tração
- $A_{sc,i}$  – Área de aço do cabo
- $B$  – Distância entre dois planos de estais
- $d$  – Diâmetro do cabo estai
- $E$  – Módulo de elasticidade do estai
- $E_{eq,D}$  – Módulo de elasticidade de DISCHINGER
- $f_{cbd}$  – Tensão máxima admissível no cabo
- $f_n$  – Frequência natural do modo de vibração
- $f_o$  – 1<sup>a</sup> Frequência natural vertical
- $g/G$  – Carga permanente
- $g_a$  – Carga permanente no vão lateral
- $g_m$  – Carga permanente no vão central
- $h$  – Altura do mastro
- $\max T_{ac}$  – Carga máxima de tração
- $\min T_{ac}$  – Carga mínima de tração
- $k_{ac}$  – Relação de tensão devido à tração mínima pela tração máxima do cabo
- $L$  – Projeção horizontal do estai
- $m$  – Número de pontos de carga no vão lateral
- $n$  – Número pontos de carregamentos em uma metade do vão principal
- $p$  – Carga variável
- $p_m$  – Carga variável no vão central
- $P$  – Carga concentrada devido ao peso próprio do estai
- $S_c$  – Número de Scruton
- $S_t$  – Número de Strouhal
- $T_{sc,i}$  – Força no cabo

$V$  – Velocidade do vento

$V_{cr}$  – Velocidade crítica do vento

$T_t$  – Meio período do modo torcional do tabuleiro

$\emptyset_{ac}$  – Ângulo formado entre o estai e o tabuleiro

$\emptyset_i$  – Ângulo formado entre a projeção da força de tração no cabo devido à carga P e a projeção do tabuleiro

$\lambda_i$  – Distância entre a ancoragem inferior do cabo anterior até a da carga concentratada do cabo estai

$\lambda_{i+1}$  – Distância entre a carga concentratada do cabo estai até a ancoragem inferior deste;

$\sigma$  – Tensão média do estai.

$\sigma_{max}$  – Tensão máxima de operação no do estai

$\varepsilon$  – Pré-alongamento do estai

$\gamma_{cb}$  – Peso específico do aço do estai.

$\beta z$  – Tensão de ruptura do aço das cordoalhas

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation

AS – Australian Standard

CSA – Canadian Standard Association

CSI – Computer and Structures, Inc.

DIN - Deutsches Institut für Normung

FIB – Fédération Internationale du Betón

FFT – Fast Fourier Transform

LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais

MEF – Método dos elementos finitos

OAE – Obra de arte especial

PEAD – Polietileno de alta densidade

SETRAN-PA – Secretaria de Transportes do Estado do Pará

SHM – Structural Health Monitoring

# **1 Introdução**

## **1.1 Considerações iniciais**

A construção da Rodovia Alça Viária, em 2002, teve como objetivo fazer a ligação da capital Belém com o Sul/Sudeste do Pará, uma vez que a falta de conexão entre estas regiões ocasionava diversos problemas para a região metropolitana, onde veículos de grande porte sobrecarregavam a malha viária da cidade, já que estes se direcionavam aos portos da cidade, se concentrando tanto na região universitária quanto no centro comercial de Belém, devido a travessia feita por balsas para àquelas regiões.

Nesta rodovia foi construída a Ponte Sobre o Rio Moju, objeto de estudo deste trabalho, a qual primeiramente foi projetada como uma Ponte em viga de comprimento total de 880m, contendo um vão navegável de 88 m, o que, devido à intensa navegação de grandes embarcações, favoreceu à ocorrência de um impacto de uma balsa de uma empresa privada com o bloco de um dos apoios do canal navegável, fazendo com que a embarcação atingisse o pilar, ocasionando no deslocamento de dois módulos da superestrutura para fora do aparelho de apoio, gerando a queda em série dos vãos entre os pilares Ap 6 e Ap11, totalizando um vão de 268 m.

Portanto, devido ao tipo de ponte para que a do Rio Moju foi projetada, não era possível a abertura de grandes vãos navegáveis que atendessem o constante fluxo de grandes embarcações, havendo a necessidade de mudar o sistema estrutural da mesma, de forma que atendesse a essas especificações e que apresentasse rigidez que suporte os impactos dessas embarcações à estrutura. Por isso, para vencer o novo vão de 268 metros, foi adotado o sistema de Ponte Estaiada, dividindo este em 2 vãos de 134 metros, por um mastro ligado ao tabuleiro por cabos estais, como mostra a Figura 1.1.

Figura 1.1 – Ponte União sobre o rio Moju



Fonte: LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

A ponte estaiada é um conceito de ponte, que no Brasil, teve um ápice no número de construção no início dos anos 2000. Estas pontes têm como principal objetivo vencer grandes vãos, maiores que os de pontes convencionais, o que permite um maior trecho navegável, conferindo segurança satisfatória aos usuários.

O sistema de ponte estaiada consiste basicamente em um mastro, o qual trabalha comprimido devido aos cabos estais tracionados que transmitem a este os esforços dos carregamentos permanentes e móveis que atuam no tabuleiro, onde atua como apoio elástico, reduzindo o vão teórico, o que permite que se alcance vãos livres maiores. Ademais, COUTO *et al.* (2013) afirma que “O comportamento estrutural depende de várias características, como configuração dos estais, rigidez da torre e do tabuleiro, conexões entre componentes e entre outras”.

Ainda, segundo o Boletim 65 do código modelo FIB 2010, devido à esbeltez dos elementos de pontes estaiadas, tanto em concreto armado quanto pretendido, tais estruturas demonstram alta sensibilidade em relação aos efeitos conferidos aos materiais, o que gera a principal preocupação do projeto durante a fase de modelagem matemática para a apuração das fases construtivas, sendo esta uma fase crítica, na qual são cometidos os maiores erros, já que nesta são determinadas as forças iniciais dos cabos estais. Tal

dificuldade se dá pela busca de se elaborar a ponte na geometria arquitetônica proposta aliada às tensões iniciais dos estais.

Com a evolução das estruturas, as representações matemáticas dos problemas passaram a ter soluções analíticas mais difíceis de serem resolvidas, pois o modelo matemático engloba as relações constitutivas dos materiais, as relações de equilíbrio e as relações de deslocamentos e de deformações. Para se obter as soluções de estruturas complexas, foram desenvolvidos métodos numéricos, que buscam uma solução aproximada com uma boa precisão, como é o caso do Método dos Elementos Finitos (MEF). O uso deste método, aliado à grande capacidade de processamento dos computadores atuais, têm possibilitado aos engenheiros simular o comportamento não linear destas estruturas, tais como o efeito catenária dos estais, o comportamento viga-coluna do tabuleiro, e o efeito de grandes deslocamentos. (LAZZARI, 2020).

Portanto, para exemplificar o comportamento de uma ponte estaiada, foi elaborado um modelo numérico a fim de estudar o comportamento teórico-experimental da Ponte Uinão, a ponte estaiada sobre o rio Moju, através do software CSIBridge V24, licença fornecida pelo LSE-Laboratório de Sistemas Estruturais, gerenciadora da obra, comparando com os resultados da prova de carga na ponte, que contemplam as frequências naturais encontradas pela vibração da estrutura, através de acelerômetros instalados pela ponte, bem como os deslocamentos causados pelos veículos estaticamente, além das forças lidas pelos cabos estais.

Logo, devido à complexidade de simulação de uma ponte estaiada, aliado à limitação dos dados levantados para este trabalho, buscou-se simplificar o modelo, de forma a obter os dados teóricos matemáticos da ponte, baseados nos parâmetros de projeto destas, a fim de avaliar junto aos dados obtidos supracitados. Ressalta-se que para este estudo, todos os dados e projetos utilizados na análise foram fornecidos mediante autorização junto à SETRAN-PA, proprietária da obra.

## 1.2 Objetivos

Para a elaboração deste trabalho, foram traçados alguns objetivos para guiar o desenvolvimento da dissertação. Com isso, foram estabelecidos alguns pontos importantes, para que estes forneçam subsídios para a avaliação do comportamento estrutural e da integridade da Ponte União, sobre o Rio Moju, validando as técnicas empregadas para tal através de resultados obtidos no modelo em elementos finitos, por meio de análises não-

lineares da estrutura utilizando-se do parâmetro P-Delta que considera os esforços na estrutura deformada, levando em consideração o carregamento realizado pelo ensaio de prova de carga. Para isso, foi realizado um levantamento de dados a partir do teste de carga através da monitoração in loco, além dos projetos as Built que serviram de base para a modelação numérica da OAE (Obra de Arte Especial). Sendo assim, a seguir lista-se os principais tópicos a serem abordados neste trabalho:

- Reunir informações na literatura acerca das características de pontes estaiadas, levando em consideração seus componentes, tipos, comportamento e equações de cálculo dos esforços que atuam na estrutura.
- Reunir informações acerca da ponte estaiada de interesse, projetos, dados aquisitados da prova de carga realizada na obra, a fim de realizar a modelação numérica da estrutura, buscando simular com mais exatidão o comportamento estrutural.
- Avaliar a integridade estrutural através da análise modal experimental das frequências aquisitadas in loco, após tratamento de dados, equiparando-as com as frequências naturais obtidas no modelo numérico
- Análise do estado limite de serviço da ponte, avaliando as normas nacionais, internacionais e autores quanto à consideração das flechas e avaliação das frequências experimentais da estrutura, bem como a velocidade crítica do vento nos cabos.

### **1.3 Procedimentos metodológicos**

Para a elaboração deste trabalho, levantou-se inicialmente referências teóricas para embasamento do estudo bem, a fim de melhor demonstrar o comportamento e o pré-dimensionamento de uma ponte estaiada, além de fundamentar teoricamente o modelo em elemento finitos utilizado para o caso.

Em seguida, para o estudo da integridade e desempenho da ponte, foram obtidos os projetos para a modelagem computacional e os resultados das provas de carga estática e

dinâmica, quanto aos deslocamentos e deformações das vigas longarinas principais gerados pelo teste estático e as acelerações e frequências naturais geradas pelo teste dinâmico, após tratamento dos sinais, a fim de avaliar numericamente os tais parâmetros ao compará-los com algumas normas nacionais, internacionais e autores de referência.

## 1.4 Limitações

Durante o levantamento de dados e elaboração do modelo numérico, foram observadas algumas limitações de análise computacional da estrutura, a serem listadas a seguir:

- Não se conseguiu obter os ensaios de controle do concreto para determinação do módulo de elasticidade, o que limita o valor a ser usado para a modelagem, passando a ser considerado apenas o estabelecido pela norma NBR 6118 (ABTN, 2014), para agregado em arenito.
- Devido à complexidade do sistema estrutural e a demanda computacional para a análise, o modelo foi simplificado, seguindo algumas referências utilizadas neste trabalho.

## 1.5 Justificativa

Após o sinistro ocorrido na antiga ponte sobre o Rio Moju, que era tipo convencional sobre tramos com a seção transversal tipo caixão unicelular, ocasionado pela colisão de uma balsa em um dos apoios do canal navegável, gerando o deslocamento dos módulos 2 e 3 para fora dos seus respectivos aparelhos de apoio, resultando na ruptura e queda dos Pilares P7 ao P10, gerando um vão de 268 m. Então, devido ao desafio de vencer este vão, de forma que permitisse o aumento do vão navegável para impedir outros acontecimentos como este, foi adotada a construção de uma ponte estaiada, devido ao ganho de velocidade para a readequação do trecho sinistrado, conferindo um vão navegável maior que o anteriormente executado.

A importância dos sistemas estruturais de pontes na região amazônica, associa-se às características da região que a tornam distinta das demais no Brasil, entre as quais pode-se citar a imensa bacia hidrográfica, o que requer uma variedade de obras de transposição para integrar as ferrovias e rodovias. O parque de pontes cresce gradativamente em conjunto com as alterações do tráfego, mas os fundos disponíveis para intervenções e

manutenções se mantêm praticamente constantes. Mesmo com todas essas peculiaridades, as pesquisas sobre pontes, que se apresentam escassas no âmbito nacional, são praticamente inexpressíveis na região. Neste sentido, qualquer atividade de pesquisa que busque desenvolver e validar técnicas teóricas e experimentais, torna-se uma contribuição valorosa para construção de um acervo técnico-científico correlato. (TEIXEIRA, 2009).

Portanto, busca-se com este estudo, avaliar a segurança estrutural de uma grande obra, que foi realizada em tempo recorde de 7 meses, através da análise dos resultados experimentais quanto aos deslocamentos apresentados pela viga longarina principal do tabuleiro da ponte durante a prova de carga estática bem como a análise das frequências naturais levantadas pela prova de carga dinâmica, com a avaliação desta através da comparação com as frequências naturais obtidas no modelo numérico, finalizando com a avaliação da frequência limite de vibração desta ponte a fim de que possa ajudar futuros investigadores em seus trabalhos e na manutenção desta ponte.

## **2 Características de pontes estaiadas**

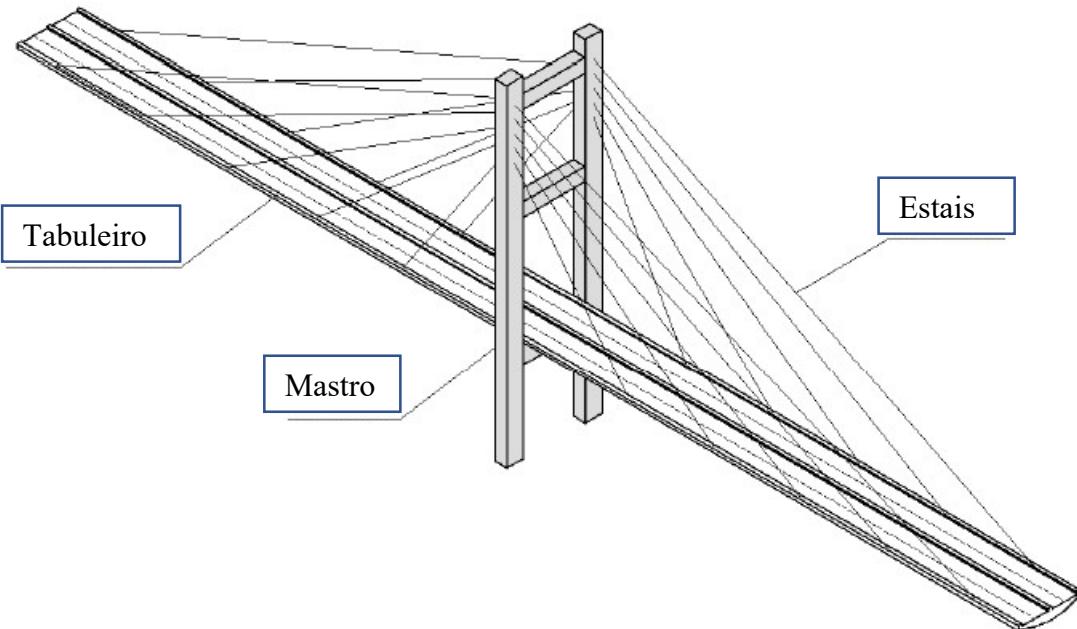
### **2.1 Configuração geométrica**

Uma ponte estaiada se desenvolve com sistema estrutural reticulado por 3 partes: o tabuleiro; os cabos estais e mastro. O tabuleiro é formado por viga longarina, transversina e uma casca estrutural, muitas vezes denominada de laje, quando de concreto, que resistem às cargas permanentes e acidentais como de veículos e ação do vento, além das cargas de protensão de montagem e os respectivos efeitos térmicos e endógenos dos materiais de fabricação.

Já as cargas do tabuleiro são transmitidas para o mastro através dos cabos estais, que normalmente são instalados nas laterais do tabuleiro ou no centro, sendo fixados nas extremidades das transversinas do tabuleiro, no centro dos diafragmas rígidos quando instalados no centro do tabuleiro. Este sistema estaiado possibilita a construção de tabuleiros com vigas prismáticas de pequena altura e de diferentes seções transversais, podendo ser vigas retas, celulares ou grelhas. Tal flexibilidade leva à melhor utilização dos gabaritos de uso das travessias, sejam elas de canais de navegação ou de vias ferroviárias ou rodoviárias.

Além disso, o sistema reticulado das estruturas estaiadas é um dos grandes legados do Século XX para a construção de pontes, que vem sendo otimizado sistematicamente a partir da segunda metade do último Século. Ademais, o sistema estaiado tem as características de reduzir custos de cimentoamento, além de ser um sistema robusto. Sendo melhor demonstrado na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Sistema estrutural de ponte estaiada corrente.



Fonte: MAZZARIM (2011)

### 2.1.1 Tabuleiro

O tabuleiro é o componente do sistema de pontes estaiadas que recebe diretamente os carregamentos dinâmicos, provenientes das ações variáveis dos tráfego. Além disso, também recebe os esforços horizontais advindos das ancoragens dos estais, devendo, assim, suportar tais cargas. Ressalta-se ainda que em pontes com um único plano de cabos estais, que são locados no eixo da estrutura, o tabuleiro deve resistir aos esforços de torção resultante da concepção da seção transversal da ponte, o que faz necessário que a seção tenha rigidez torcional para resistir aos esforços inerentes das cargas variáveis, sejam elas do uso nominal ou de ações ambientais

Outro ponto importante é a posição onde os estais são ancorados no tabuleiro. Os mesmos podem ser dispostos em dois planos, sendo ancorados nos bordos dos tabuleiros, ou podem ser distribuídos em um plano no centro do tabuleiro. Muitos tipos de seções transversais podem ser utilizados para estruturar o tabuleiro, como seções celulares de concreto, vigas de concreto ligadas por transversinas e laje, vigas de aço com placa ortotrópica (de aço), vigas de aço com laje de concreto e treliças de aço. Além disso, podem ser utilizados também tabuleiros em laje maciça de concreto. (ALMEIDA, 2017)

Logo, para a determinação da seção a ser utilizada, alguns fatores devem ser considerados, tais como: comprimento do vão; da largura das pistas; da distribuição dos estais e de aspectos econômicos.

### 2.1.2 Cabos estais

Os cabos estais modernos são desenvolvidos a partir de cordoalhas flexíveis construídas com aços de alto desempenho com resistência de aproximadamente 1900 MPa, sendo referenciados como CP190. Estes são ancorados no mastro e no tabuleiro, a fim de transferir as cargas permanentes e viariáveis para o mastro. Tais elementos também podem ser ancorados em contrapesos, em pontes estaiadas assimétricas, a ser descrita mais a frente. Atualmente, estes cabos são compostos por cordoalhas 7 fios, sendo o central com maior diâmetro e seis trançados no seu entorno, os quais contam para proteção contra a corrosão pela galvanização do aço, o cobrimento através de cera de petróleo e o revestimento em PEAD (Polietileno de alta densidade), demonstrado na Figura 2.2. Ademais, encontram-se especificada na Tabela 2.1 as características, segundo o boletim FIB 89 (2015), da cordoalha utilizada para a execução dos cabos estais da Ponte União.

Tabela 2.1 – Especificações da cordoalha

Tipo de Cordoalha	Diâmetro (mm)	Resistência à tração (MPa)	Área da seção( $\text{mm}^2$ )	Tolerância recomendada de massa (%)	Carga máxima de ruptura (kN)
7 fios	15,7	1860	150	$\pm 2$	279

Fonte: Boletim FIB 89 (2015)

Figura 2.2 – Esquemático da cordoalha



Fonte: ALMEIDA (2017)

Ainda, um cabo de estais formado por cordoalhas de sete fios protegidas individualmente seria caracterizado por um relativamente alto coeficiente de arrasto devido à superfície rugosa (GIMSING & GEORGAKIS, 2012). É exatamente por conta do vento, para reduzir o coeficiente de arrasto, que esses tubos para estais normalmente feitos em PEAD, são utilizados. Além disso, para diminuir efeitos dinâmicos, eles devem possuir covas ou protuberâncias helicoidais (CAETANO, 2007). Tais cordões helicoidais podem ser visualizados na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Tubo em PEAD com cordões helicoidais-Ponte Aracaju-Barra dos Coqueiros

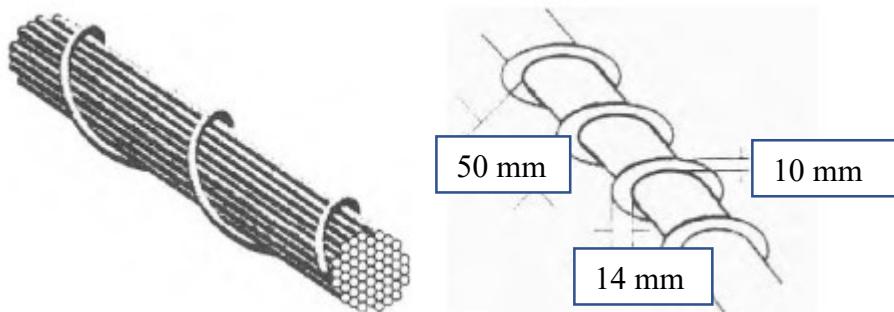


Fonte: AUTOR (2021)

Ainda, a limitação do comprimento dos cabos estais está relacionado à sua rigidez geométrica, que se torna relevante com aumento de seu comprimento. A rigidez geométrica caracterizada pela matriz tangente, que considera fortemente a relação  $\frac{T}{L}$  demanda que o cálculo da rigidez do cabo estai seja determinado por análise de segunda ordem, ou seja, a formulação das equações de equilíbrio na configuração deformada.

Logo, uma das estratégias para diminuir a vibração nos cabos devido ao vento é através dessa mudança de seção do cabo, uma vez que tal esforço axial no cabo é dispersado pelo obstáculo criado no elemento, causado pela presença deste cordão. Abaixo, na Figura 2.4 (a), encontra-se a configuração proposta por KUBO *et al.* (1994), na qual o autor propôs um formato de cordão helicoidal. Já na Figura 2.4 (b), MATSUMOTO *et al.* (1995) apresenta uma proposta de anéis helicoidais espaçados a cada 50 mm.

Figura 2.4– Medidas de controle aerodinâmico contra vibração causada pelo vento. (a) Cordão helicoidal; (b) Anéis



Fonte: CAETANO (2007)

Em uma ponte estaiada, os estais atuam como apoios verticais, suportando diretamente e completamente todos os carregamentos (permanentes e acidentais) atuantes na estrutura. Essa é a razão real da limitação das tensões no aço, em condições de operação, em um nível distintamente inferior ao pretendido tradicional ( $\sigma_{max} = 0,45\beta z$ ), sendo  $\beta z$  a tensão de ruptura do aço das cordoalhas e  $\sigma_{max}$  a tensão máxima de operação no aço dos estais (ALMEIDA, 2017).

Seguindo, é importante citar o controle realizado das forças nos cabos, de forma a atingir a estimada em projeto. Para isso, são instaladas células de carga monocordoalhas (Figura 2.5) nas ancoragens fixas, de forma que a leitura é realizada durante a protensão do cabo, por uma central de monitoração, além de ser realizada a pesagem com o uso de um macaco hidráulico em uma amostragem dos cabos, a fim de conferir os valores aferidos, como mostra a Figura 2.6.

Figura 2.5– Célula de carga monocordoalha



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2019)

Figura 2.6 – Pesagem do cabo estai da ponte sobre o Rio Guamá.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2019)

### 2.1.2.1 Ancoragem do estai

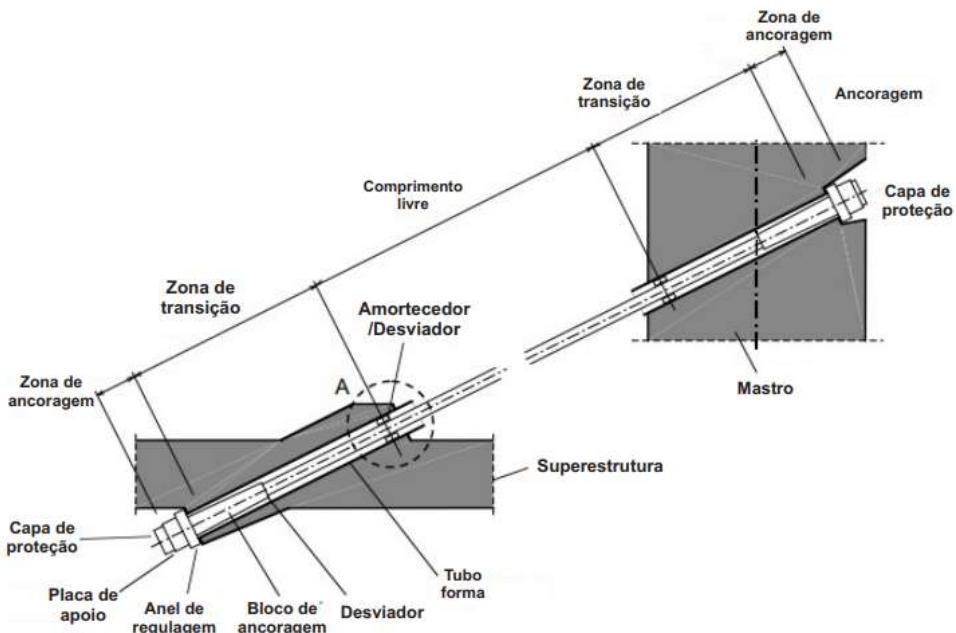
São os elementos que fixam os estais ao mastro e tabuleiro, podendo ser tanto ativas (reguláveis), quando nesta se realiza a protensão, normalmente sendo fixadas ao tabuleiro, quanto passivas (fixas), sendo fixadas no mastro. Ressalta-se ainda que, segundo a FIB 89 (2015), “uma ancoragem regulável, ou ativa, permite que seja ajustado o comprimento do estai sem que ocorra movimento relativo das cordoalhas em relação à ancoragem”.

Logo, é importante citar que devido ao corte das pontas das cordoalhas nas ancoragens passivas, nestas não é possível realizar a reprotensão dos cabos, diferentes das ativas, uma vez que nestas são mantidas as extremidades dos cabos, sendo estes protegidos por uma capa preenchida por um material hidrofóbico.

Então, ilustra-se na Figura 2.7 os componentes de um estai, onde é fixado um tubo-fôrma em ambas as ancoragens, sendo que na ancoragem passiva se instala as células de cargas para o monitoramento das forças no cabo. Após o tubo-fôrma superior, é soldado neste um tubo-telescópico, como mostra a Figura 2.8, cuja função é permitir a

movimentação do tubo PEAD, devido a dilatação térmica, para evitar rupturas das emendas dos tubos, como exemplifica-se na Figura 2.9, ocorrido no cabo estai da Ponte Almir Gabriel, sobre o Rio Guamá, em Marituba no Pará. Tal melhoria se deu devido às falhas ocorridas em algumas proteções de estai ocorridas em pontes estaiadas executadas no início dos anos 2000, quando ainda não se adotava tal método. Segundo, anexo ao tubo-fórmula inferior, é instalado um tubo antivandalismo, para proteção contra atos de vandalismo. Nesta ligação, é instalado um anel chamado de desviador, para guiar o alinhamento das cordoalhas, sendo envolto por uma camada de elastômetro chamada de amortecedor. Por fim, as extremidades são protegidas por uma capa de proteção, a qual é preenchida por graxa ou cera.

Figura 2.7- Esquemático do cabo estai.



Fonte: Boletim FIB 89 (2015)

Figura 2.8- Tubo-Telescópio – Nova Ponte do Outeiro (Belém-PA)



Fonte: AUTOR (2023)

Figura 2.9 – Bainha plástica danificada – Ponte Almir Gabriel, sobre o Rio Guamá, Marituba -PA



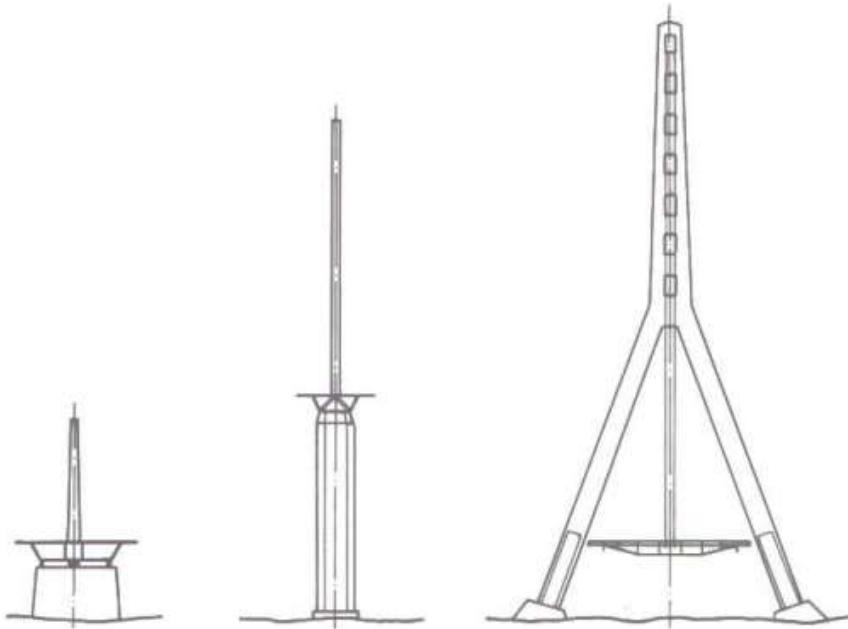
Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2013)

### 2.1.3 Mastro

São os elementos verticais responsáveis por receber os esforços provenientes dos estais e os transmitem para as fundações, sendo usualmente executados em concreto armado. Logo, estes devem atender a três tipos de configurações de distribuição de estais, sendo elas: Harpa, Semi-Harpa e Leque, a serem melhores descritas mais adiante.

Ainda, deve-se atentar também à configuração dos cabos estais, uma vez que podem ser em uma ou duas distribuições. Quando há apenas um plano de cabos estais, o mastro deve ter a menor seção transversal possível, a fim de diminuir a interferência do elemento na seção do tabuleiro. A seguir, ilustra-se na Figura 2.10 três possíveis configurações de mastros para um único plano de cabos estais.

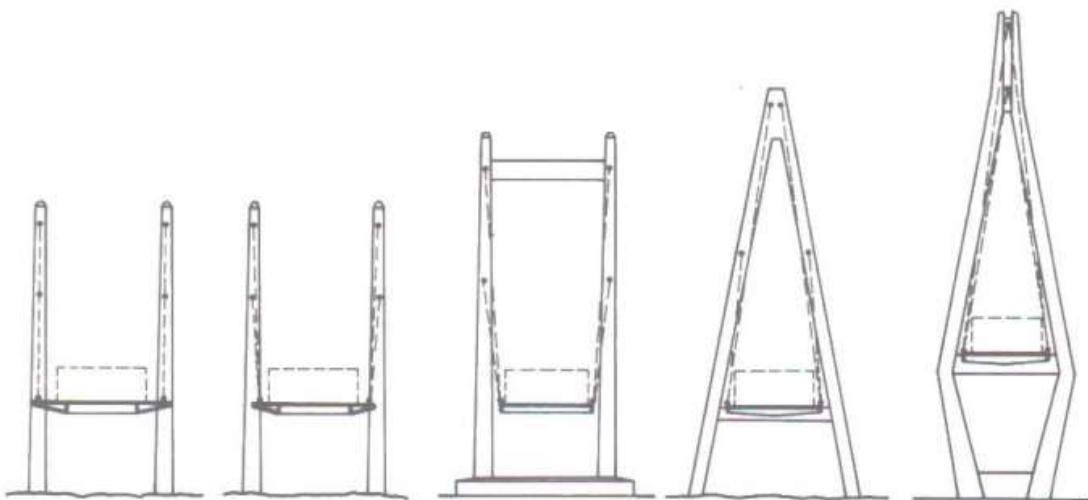
Figura 2.10 – Configurações para pilares com um plano de cabos estais



Fonte: WALTHER (1999)

Sequencialmente, quando se trata de dois planos de cabos estais, automaticamente o mastro deve deslocar-se do tabuleiro, sendo possível a utilização de duas torres, as quais normalmente são ligadas por duas vigas travessas, sendo uma para o apoio do tabueiro e a outra anterior à região de ancoragem dos estais, além dos mastros em formato de “A”. Tais configurações encontram-se dispostas na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Configurações para pilares com dois planos de estais

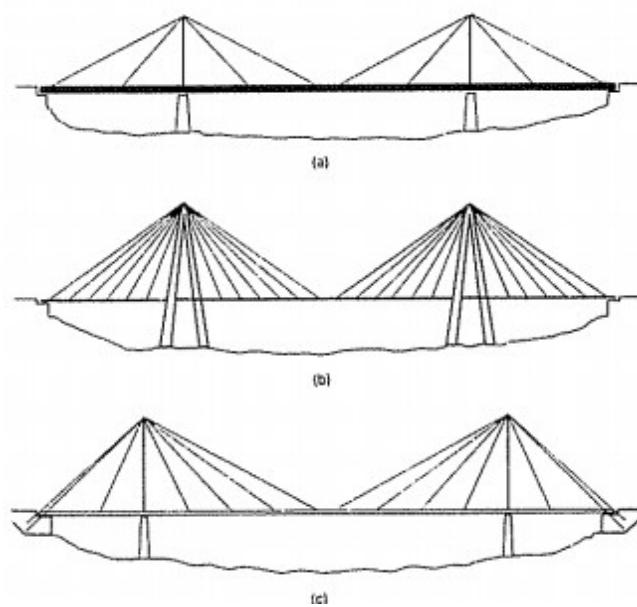


Fonte: WALTHER (1999)

## 2.2 Configuração geométrica

Segundo MENN (1986), os cabos estais que ligam o mastro ao tabuleiro, ajudam a reduzir os momentos fletores e o deslocamento do mastro quando o tabuleiro está carregado. Já WALTHER (1999) afirma existirem 3 casos limites aos quais os principais elementos estão sujeitos, conforme exposto na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Diferentes distribuições de estaiamento.



Fonte: WALTHER (1999)

Na Figura 2.12a, por ter sido usado poucos cabos estais, ocorre um aumento do espaço entre as ancoragens dos cabos estais, tendo que enrijecer o tabuleiro para poder resistir aos momentos fletores gerados, o que leva a uma menor solicitação do mastro, que poderá ser mais esbelto. Entretanto, este caso é uma solução de alto custo de construção.

Na Figura 2.12b, o mastro possui uma elevada rigidez, tendo a capacidade de resistir aos momentos causados por cargas assimétricas, principalmente em pontes onde há vãos de comprimentos diferentes, que causam maior momento e logo uma maior rotação do mastro no sentido do maior vão, fazendo com que os estais sejam pouco espaçados, o que gera menores momentos no tabuleiro, fazendo com que este seja mais esbelto, como a Ponte sobre o Rio Guamá, conforme mostra a Figura 2.13.

Na Figura 2.12c, os cabos estais são os elementos estabilizantes, projetados para resistir aos momentos causados pelas cargas variáveis desequilibrantes advindas do tabuleiro, fazendo com que este e o mastro tenham seções mais esbeltas.

Figura 2.13 – Ponte sobre o Rio Guamá.



Fonte: Arquivos – LSE - Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

## 2.2 Tipos de estaiamento

A configuração transversal de uma ponte estaiada pode ser dividida em dois tipos: um plano ou dois planos de estais. A ponte união é um exemplo de uma ponte com dois

planos de estais, uma vez que esta configuração é a mais utilizada, uma vez que é capaz de suportar o tabuleiro tanto verticalmente quanto torsionalmente, segundo GIMSING & GEORGAKIS (2012).

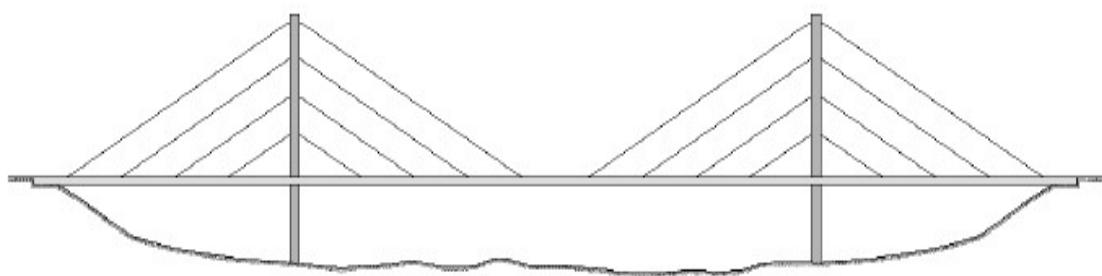
De acordo com TORNERI (2002), é recomendável a utilização conjunta de dois planos de cabos e seções transversais de considerável rigidez à torção, a fim de se reduzir a variação de força nos estais pela melhor distribuição de esforços, evitando-se assim graves problemas de fadiga.

Já em relação a configuração longitudinal da ponte estaiada, os cabos podem ser dispostos de várias maneiras, mas as mais usuais são: O sistema em harpa, semi-harpa, leque e assimétrico.

### **2.2.1 Geometria em harpa**

Na geometria em harpa, os cabos são ancorados utilizando-se espaçamentos iguais entre os mesmos. Para os carregamentos permanentes, as forças verticais são encaminhadas para a fundação e os esforços horizontais que atuam no mastro ficam平衡ados. Já quando surgem cargas assimétricas, estas introduzem esforços horizontais nos pilares, o que leva à necessidade de o mastro ter maior rigidez, tornando-os mais robustos do que em outras geometrias (MAZZARIM, 2011), como mostra a Figura 2.14.

Figura 2.14 – Geometria em harpa.



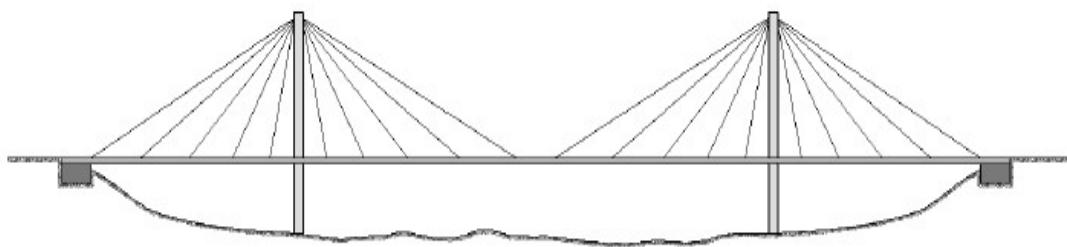
Fonte:MAZZARIM (2011)

### **2.2.2 Geometria em leque**

Na geometria em leque (Figura 2.15), os estais são fixos no topo do pilar, fazendo com que os esforços horizontais introduzidos no tabuleiro pelos estais sejam reduzidos,

uma vez que há uma maior verticalidade deles, evitando acúmulos de tensões nas ancoragens dos tabuleiros. A flexibilidade deste sistema é muito útil nos casos de movimentações horizontais, principalmente, em casos de efeitos sísmicos. Além disso, devido a verticalidade dos cabos, faz com que a flexão do mastro não seja elevada, introduzindo esforços horizontais menores e que devido ao pouco espaçamento dos estais, a carga resistida por ele é menor, o que leva a um menor diâmetro (MAZZARIM, 2011).

Figura 2.15 – Geometria em leque.

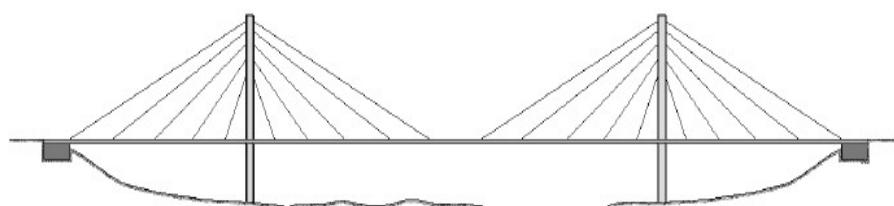


Fonte:MAZZARIM (2011)

### 2.2.3 Geometria em semi-harpa

Já a geometria em semi-harpa (Figura 2.16), é uma solução intermediária entre a Harpa e o Leque, uma vez que se faz proveito das melhores qualidades de cada sistema, evitando as desvantagens de cada um, sendo esta a solução mais difundida no mundo inteiro. A distribuição das ancoragens ao longo do pilar faz com que estas ligações se tornem menos complexas do que na geometria em leque. (MAZZARIM, 2011).

Figura 2.16 – Geometria em semi-harpa.

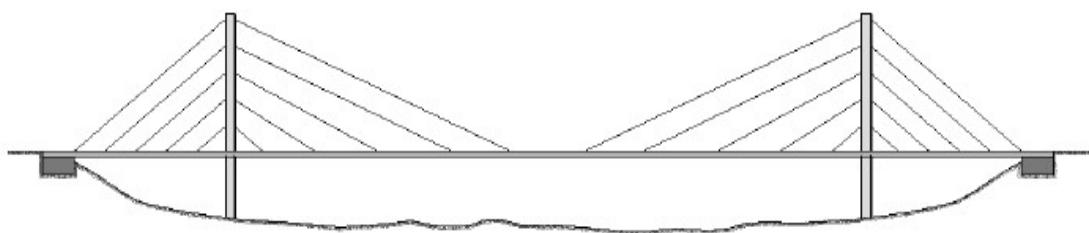


Fonte: MAZZARIM (2011)

#### **2.2.4 Geometria assimétrica**

Na geometria assimétrica (Figura 2.17), é útil quando as condições topográficas, ou as interferências do meio, não permitem que a estrutura tenha seus carregamentos permanentes auto-equilibrados em torno dos mastros. Por isso, faz-se necessário que os cabos fiquem ancorados em estruturas auxiliares com os blocos de ancoragem (MAZZARIM, 2011).

Figura 2.17 – Geometria assimétrica.



Fonte:MAZZARIM (2011)

O espaçamento entre os estais interfere muito na concepção da estrutura, uma vez que como o estai trabalha como um apoio elástico, esses espaçamentos ditarão a espessura do tabuleiro, uma vez que quanto mais espaçados os estais, mais rígido deverá ser o tabuleiro.

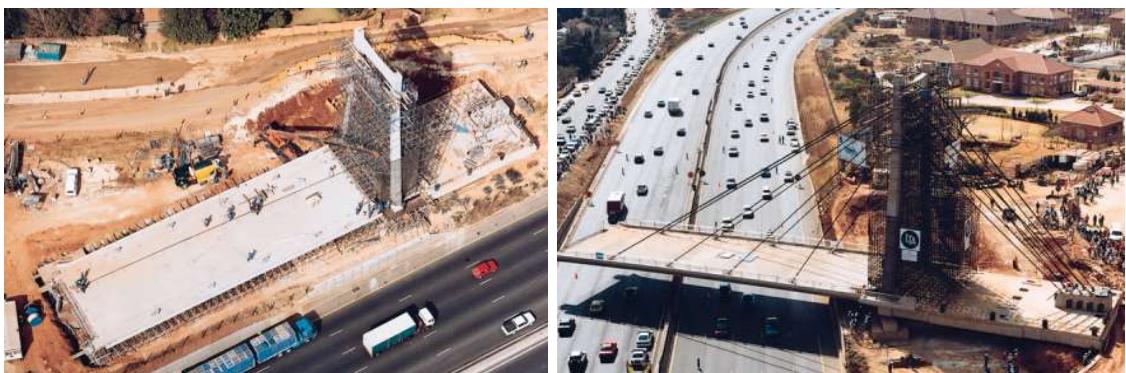
#### **2.3 Sistemas Construtivos**

É importante considerar que para determinar o melhor sistema construtivo deve-se levantar alguns parâmetros, tais como: as dimensões da estrutura que será executada; os materiais disponíveis a serem utilizados, bem como a logística de abastecimento da obra por partes destes insumos; a possibilidade de escoramento das estrutura e de pré-fabricação dos elementos, além do tempo disponível para execução. Logo, a seguir encontram-se os principais tipos de sistemas cosntrutivos adotados para pontes estaiadas.

### **2.3.1 Rotação do tabuleiro**

Seguindo, o método foi elaborado devido a um desafio construtivo: executar um viaduto estaiado sem interferência no tráfego da rodovia, mais precisamente na cidade de Germiston, na África do Sul, conforme mostra Figura 2.18 (a) e (b). Neste caso, o tabuleiro foi executado paralelamente à rodovia, diretamente escorado sobre o solo. Para tanto, é necessário que o sistema estaiado seja apoiado sobre aparelhos deslizantes sobre as fundações.

Figura 2.18 – Viaduto estaiado sobre a rodovia, em Germiston, África do Sul.



Fonte: ADDIS (1998)

### **2.3.2 Balanços sucessivos**

Por último, cita-se o método mais utilizado atualmente e que fora o escolhido para a construção da ponte União. Este baseia-se na execução do tabuleiro de forma segmentada, através de escoramentos móveis que são dispostos nos anteriores, sendo chamados de aduelas. Tais escoramentos são formados por uma treliça de aço, que é fixada na última aduela, sendo projetada para o trecho em balanço para o qual será içada o segmento seguinte, tendo, portanto, funcionamento como guindastes, uma vez que estas levantam as novas aduelas e as mantêm fixas até que o processo de ligação com a estrutura anterior seja finalizado.

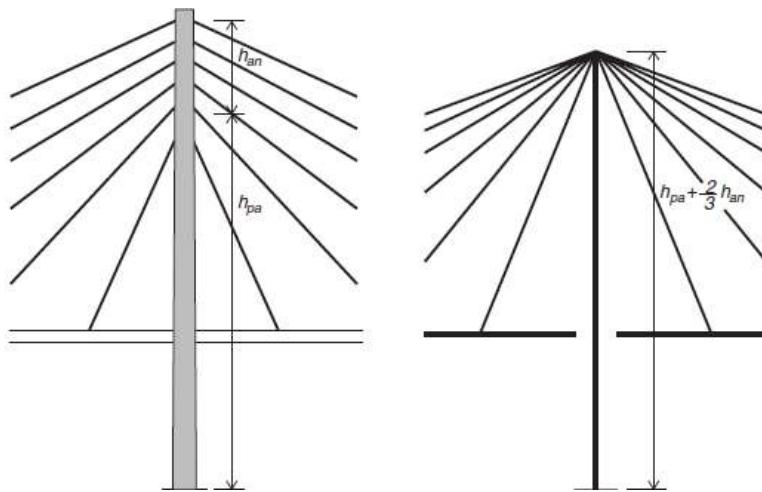
Com o desenvolvimento do sistema de estaiamento com múltiplos cabos, a utilização do método dos balanços sucessivos na construção de pontes estaiadas tornou-se possível e muito interessante. Nesse sistema, o espaçamento entre os cabos pode variar de 5m a 10m, ou seja, um comprimento razoável para cada aduela que necessitaria de apenas um plano de cabos a serem tensionados após a conclusão do segmento. (ALMEIDA, 2017).

## 2.4 Pré-dimensionamento da geometria semi-harpa

O sistema adotado na ponte União é a geometria semi-harpa, uma forma adaptada do sistema em leque. Portanto, portanto, será descrito o pré-dimensionamento dos estais de uma ponte neste sistema.

Como já anteriormente citado, esta geometria é a mais difundida pelo mundo, onde as ancoragens são espaçadas dentro de uma certa altura do mastro, a partir do topo do mastro, para a utilização de ancoragem individuais para cada cabo (GAVA, 2019). Já segundo GIMSING & GEORGAKIS (2012), se esta altura da região de ancoragem for pequena, o sistema se comporta como geometria de leque, tendo suas análises preliminares considerando um único cabo no terço superior da zona de ancoragem, conforme mostra a Figura 2.19.

Figura 2.19 – Região de ancoragem no sistema semi-harpa (à esquerda) e no sistema em leque (à direita).

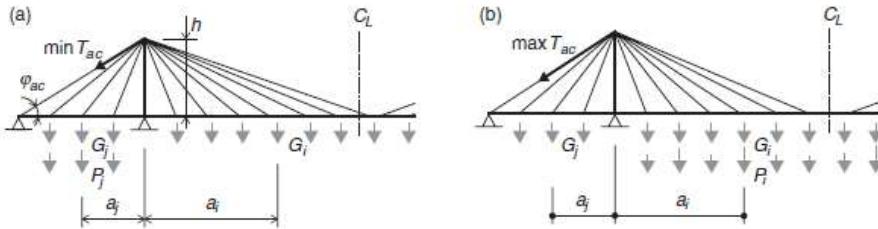


Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012)

### 2.4.1 Casos de carga mínima e máxima de tração no cabo.

Neste sistema, o cabo estai é fundamental na estabilidade da estrutura, tendo que trabalhar tracionado para o seu melhor desempenho em qualquer combinação de carga, como mostra os casos de carga máxima e mínima tração nos cabos na Figura 2.20.

Figura 2.20 – Casos de carga mínima(a) e máxima(b) de tração.



Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012)

Neste caso, a carga mínima de tração ( $\min T_{ac}$ ) ocorre quando a carga de tráfego encontra-se localizada no vão lateral, a uma distância  $a_j$  do mastro, sendo determinada pela Equação 2.1.

$$\min T_{ac} = \frac{\sum_{i=1}^n G_i a_i - \sum_{j=1}^m (G_j + P_j) a_j}{h \cos \phi_{ac}} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

$n$  é o número pontos de carregamentos em uma metade do vão principal;

$m$  é o número de pontos de carga no vão lateral;

$G$  é a carga permanente;

$P$  sendo a carga de tráfego;

$h$  é a altura do mastro;

$\phi_{ac}$  é o ângulo formado entre o estai e o tabuleiro.

A situação de carga máxima de tração ( $\max T_{ac}$ ) ocorre quando a carga de tráfego fica localizada a uma distância  $a_i$  do mastro, sendo determinada pela Equação 2.2.

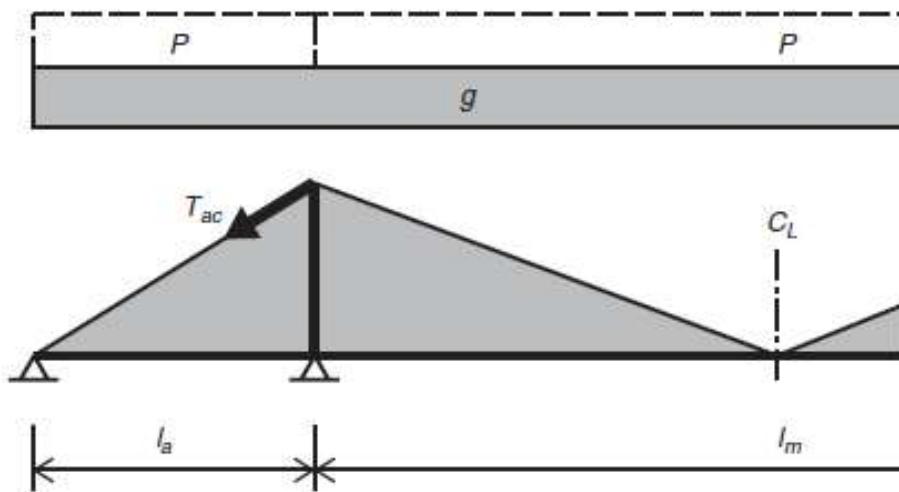
$$\max T_{ac} = \frac{\sum_{j=1}^m (G_j + P_j) a_j - \sum_{i=1}^n G_j a_j}{h \cos \phi_{ac}} \quad \text{Equação 2.2}$$

#### 2.4.2 Cálculo da relação de tensão $k_{ac}$ .

A partir dessas expressões, é possível calcular a relação de tensão  $k_{ac}$  segundo a Equação 2.3 dividindo a carga mínima de tração pela máxima, admitido-se que a carga de tráfego como uma carga uniforme ao longo do vão, como mostra a Figura 2.21.

$$K_{ac} = \frac{gl^2_m - 4(g+p)l^2_a}{(g+p)l^2_m - 4gl^2_a} \quad \text{Equação 2.3}$$

Figura 2.21 – Sistema semi-Harpa idealizado como um sistema contínuo.



Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012)

Onde:

$l_a$  é o comprimento do vão lateral;

$l_m$  é o comprimento do vão central;

$g$  é a carga permanente;

$P$  sendo a carga de tráfego.

#### 2.4.3 Determinação do vão lateral

A relação de tensão  $k_{ac}$  leva a determinação do vão lateral a partir do vão central, garantindo para que o cabo estai não deixe de ficar tracionado, como mostra a Equação 2.4.

$$l_a = \frac{1}{2} l_m \sqrt{\frac{(1-K_{ac})g - K_{ac}P}{(1-K_{ac})g + P}} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

$l_a$  é o comprimento do vão lateral;

$l_m$  é o comprimento do vão central;

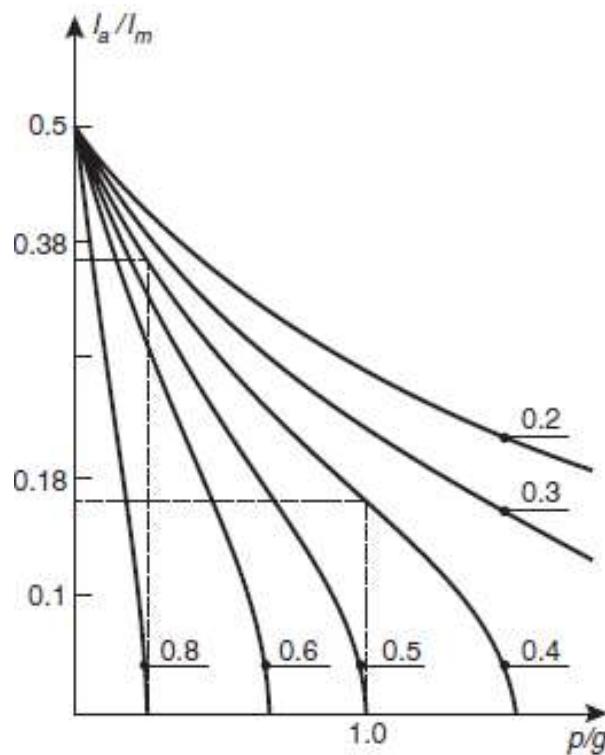
$g$  é a carga permanente;

$P$  sendo a carga de tráfego;

$k_{ac}$  é a relação de tensão devido à tração mínima pela tração máxima do cabo.

GIMSING & GEORGAKIS (2012) ainda descrevem um gráfico adotando a relação de tensão  $k_{ac}$  como parâmetro da curva, relacionando o vão lateral/vão central e a carga permanente/carga móvel, afirmando que o maior valor recomendado entre os vãos é de 0.5, conforme mostra a Figura 2.22.

Figura 2.22 – Variação da relação de extensão crítica  $l_a/l_m$ , com a relação da cargas de tráfego e carga permanente  $p/g$  e do fator de tração  $K_{ac}$ .

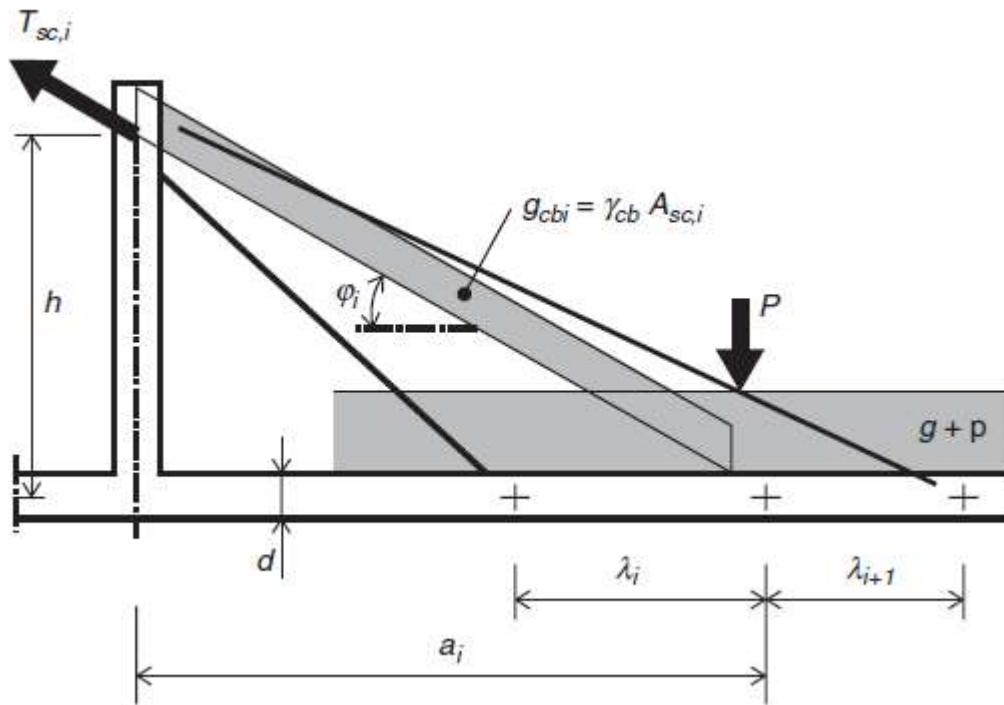


Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012)

#### 2.4.4 Pré dimensionamento do cabo

Para GIMSING & GEORGAKIS (2012), o pré-dimensionamento do cabo é feito admitindo-se que o estai está submetido ao carregamento permanente ( $g$ ) e ao carregamento móvel ( $p$ ), que atuam no tabuleiro num comprimento igual ao espaçamento dos estais (Figura 2.23), acrescendo o valor da carga concentrada ( $P$ ). Sendo assim, a Equação 2.5 determina a força no cabo estai ( $T_{sc,i}$ ).

Figura 2.23 – Caso de força máxima no cabo estai.



Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012).

$$T_{sc,i} \sim \left( g + p + \frac{P}{30} \right) \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{1 \sin \phi_i} + \gamma_{cb} A_{sc,i} \frac{a_i}{\sin \phi_i \cos \phi_i} \quad \text{Equação 2.5}$$

Onde:

$A_{sc,i}$  é a área de aço do cabo;

$g$  é a carga permanente;

$p$  é a carga variável;

$P$  é carga concentrada devido ao peso próprio do estai;

$d$  é o diâmetro do cabo estai;

$\lambda_i$  é a distância entre a ancoragem inferior do cabo anterior até a da carga concentratada do cabo estai;

$\lambda_{i+1}$  é a distância entre a carga concentratada do cabo estai até a ancoragem inferior deste;

$a_i$  é a distância entre o mastro e a carga concentrada do estai;

$\gamma_{cb}$  é o peso específico do aço do estai.

$\emptyset_i$  é o ângulo formado entre a projeção da força de tração no cabo devido à carga P e a projeção do tabuleiro;

Como  $T_{sc,i} = A_{sc,i}f_{cbd}$ , determina-se a área de aço do cabo segundo a Equação 2.6 a partir da Equação (2.5).

$$A_{sc,i} \cong \frac{(g+p+\frac{p}{30d})(\lambda_i + \lambda_{i+1})\cos\phi_i}{2(f_{cbd}\sin\phi_i\cos\phi_i - \gamma_{cb}a_i)} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde,

$f_{cbd}$  é a tensão máxima admissível no cabo, igual a 0.45  $f_{ptk}$ .

$A_{sc,i}$  é a área de aço do cabo;

$g$  é a carga permanente;

$p$  é a carga variável;

$P$  é carga concentrada devido ao peso próprio do estai;

$d$  é o diâmetro do cabo estai;

$\lambda_i$  é a distância entre a ancoragem inferior do cabo anterior até a da carga concentratada do cabo estai;

$\lambda_{i+1}$  é a distância entre a carga concentratada do cabo estai até a ancoragem inferior deste;

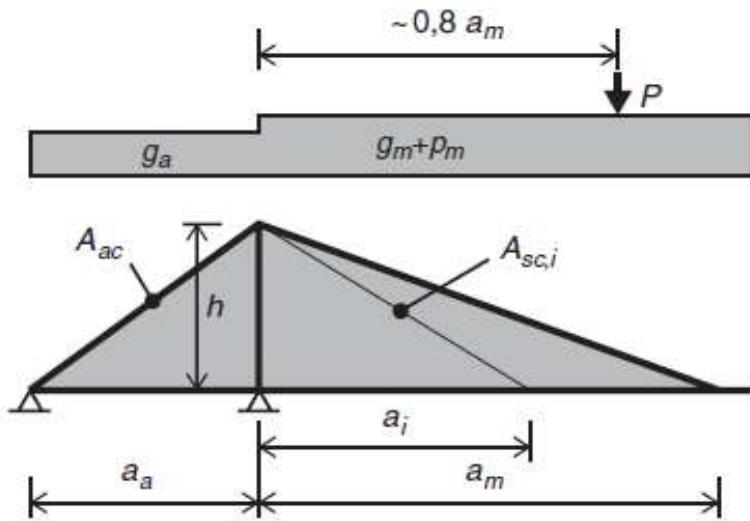
$a_i$  é a distância entre o mastro e a carga concentrada do estai;

$\gamma_{cb}$  é o peso específico do aço do estai;

$\emptyset_{ac}$  é o ângulo formado entre a projeção da força de tração no cabo devido à carga P e a projeção do tabuleiro;

Para o cálculo da área de aço devido à maior força é feito através da Equação 2.7, e ocorre quando há carga assimétrica, com a carga variável apenas no vão central e a permanente distribuída pelos vãos, como mostra a Figura 2.24.

Figura 2.24 – Caso de maior força no cabo estai.



Fonte: GIMSING & GEORGAKIS (2012)

$$A_{ac} \cong \frac{\frac{1}{2}(g_m + p_m)a_m^2 - \frac{1}{2}g_a a_a^2 + 0.8Pa_m + \frac{1}{2}\gamma_{cb} \sum_{i=1}^n \left( \frac{A_{sc,i} a_i^2}{\cos\theta_i} \right)}{hf_{cbd} \cos\theta_{ac}} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde,

$A_{ac}$  é a área de aço do cabo para o cabo de maior tração;

$A_{sc,i}$  é a área de aço do cabo;

$f_{cbd}$  é a tensão máxima admissível no cabo, igual a 0.45  $f_{ptk}$ .

$g_m$  é a carga permanente no vão central;

$g_a$  é a carga permanente no vão lateral;

$p_m$  é a carga variável no vão central;

$P$  é carga concentrada devido ao peso próprio do estai;

$a_a$  é o comprimento do vão lateral;

$a_i$  é o comprimento do mastro até o cabol;

$a_m$  é o comprimento do vão central;

$\gamma_{cb}$  é o peso específico do aço do estai;  
 $\emptyset_{ac}$  é o ângulo formado entre o estai e o tabuleiro.

#### 2.4.5 Estimativa da rigidez do cabo estai – Módulo de DISCHINGER.

De acordo com DISCHINGER (1949, *apud* CARDOSO, 2013, pg. 3), os cabos de pontes estaiadas são modelados como elementos de treliça com sua rigidez axial modificada. Portanto, para o dimensionamento do módulo de elasticidade de DISCHINGER ( $E_{eq,D}$ ), deve-se levar em consideração a perda de rigidez devido a curvatura do cabo, causada pelo seu peso próprio, sendo este módulo definido pela Equação 2.8.

$$E_{eq,D} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma_{cb} L^2 E}{12 \cdot \sigma^3}} \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde,

$E$  é o módulo de elasticidade do estai;

$\gamma_{cb}$  é o peso específico do aço do estai;

$L$  é a projeção horizontal do estai;

$\sigma$  é a tensão média do estai.

#### 2.4.6 Força de protensão

A força de protensão do estai, é definida em função do greide final da ponte ou da intensidade dos momentos fletores a serem resistidos pelo tabuleiro. Sendo assim, para o lançamento do modelo de cabo, insere-se primeiro o alongamento axial do estai, a partir da força de protensão estimada ( Equação 2.9), simulando assim o efeito da protensão. O pré-alongamento inicial( $\varepsilon$ ) do estai é determinado pela Equação 2.10.

$$N_{protensão} = \frac{P_{permanente}}{\operatorname{sen}_{\emptyset}} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$\varepsilon = \frac{N_{protensão}}{AE_{eq,D}} \quad \text{Equação 2.10}$$

## 2.5 Vibrações dos estais devido ao vento

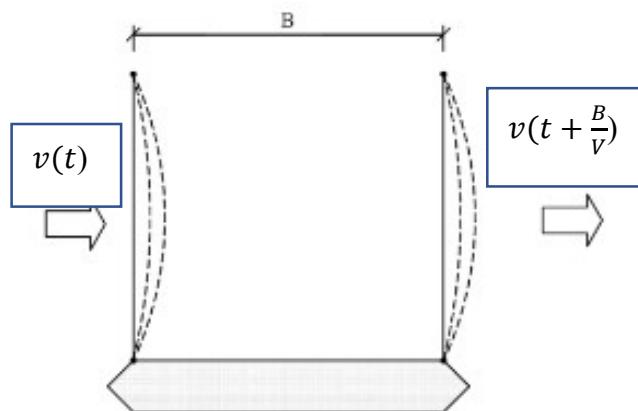
Ressalta-se que, mesmo com a clássica análise estática da ação do vento em função de sua velocidade de projeto, sabe-se que este evento tem natureza dinâmica, conferindo à estrutura tanto uma resposta estática quanto dinâmica. Sendo assim, a seguir dispõe-se alguns comportamentos induzidos aos cabos estais devido ao vento.

### 2.5.1 Martelamento

Este fenômeno está associado a variação das forças provocadas pelo vento no decorrer do tempo. Caracteriza-se por movimentos alternados aleatórios dos estais, contudo, não é um efeito aeroelástico instável. Com baixas velocidades de vento pode-se ter um efeito ressonante não crítico devido à baixa energia cinética do mecanismo. Para maiores velocidades do vento, embora se tenha uma elevada energia cinética, o efeito é minimizado pelo crescimento do amortecimento aeroelástico. O significante aumento no amortecimento em altas velocidades de vento previne, em muitos casos, a ocorrência de oscilações acentuadas devido ao martelamento (CAETANO, 2007)

Ainda, de acordo com DAVENPORT (1968), o fenômeno de martelamento ressonante pode ocorrer para os casos pontes com dois planos de cabos paralelos separados por um período  $B/V$ , onde  $B$  é a distância entre dois planos de cabos e  $V$  é a velocidade média do vento, conforme demonstrado na Figura 2.25.

Figura 2.25 – Ação da rajada dos ventos em dois planos de estais



Fonte: CAETANO (2007)

Logo, para a ocorrência da ressonância, tal período deve ser igual ao meio período de vibração  $T_t$  associado ao modo torcional do tabuleiro. A velocidade crítica do vento,  $V_{cr}$ , para esse fenômeno pode ser obtida pela Equação 2.11.

$$V_{cr} = \frac{2B}{T_t}$$

Equação. 2.11

### 2.5.2 Vibrações por vórtices

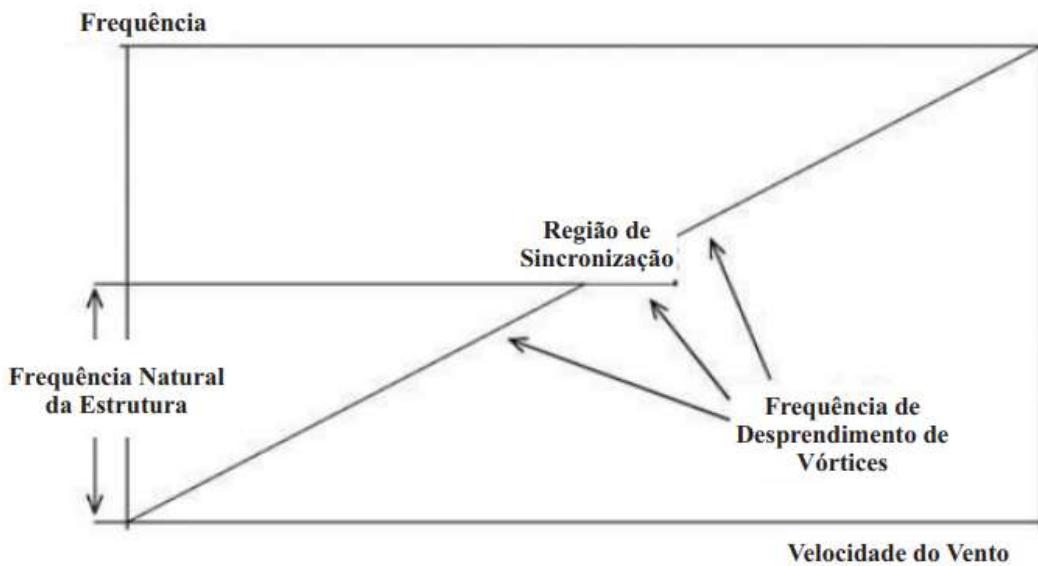
Inicialmente, vale ressaltar que corpos aerodinamicamente rombudos tendem a passar pelo fenômeno de desprendimento de vórtices, sendo que este induz forças transversais intermitentes, gerando assim as vibrações dos estais. Logo, tal desprendimento pode induzir a um efeito ressonante caso sua, frequência se aproxime à frequência natural do cabo, sendo que a velocidade do vento estimada para tal fenômeno pode ser calculada pela Equação 2.12, onde  $V$  é a velocidade do vento,  $f_n$  é a frequência natural do modo de vibração,  $D$  é o diâmetro do cabo e  $S_t$  é o número de Strouhal.

$$V = \frac{f_n D}{S_t}$$

Equação 2.12

Segundo, CAETANO (2007) ainda afirma existir uma faixa de velocidades (Figura 2.26) para as quais ocorre o efeito de sincronização, que produz uma carga accidental de vento, que é caracterizada por forças transversais ao sentido do escoamento e, consequentemente, movimentos nesta direção.

Figura 2.26 – Evolução da frequência de desprendimento de vórtice com a velocidade do vento em uma estrutura elástica



Fonte: Adaptado de CAETANO (2007)

Ademais, outro parâmetro que influencia na avaliação do fenômeno é que depende do amortecimento estrutural intrínseco do cabo, que é caracterizado pelo número de Scruton, que é um índice adimensional, definido pela Equação 2.13, onde  $\delta$  é o logaritmo de decaimento do amortecimento estrutural,  $\rho$  é a densidade do fluido e  $D$  é o diâmetro do cabo.

$$S_c = \frac{2\delta m_e}{\rho D^2} \quad \text{Equação 2.13}$$

Logo, DYRBYE & HANSEN (1997) afirmam existir dois tipos de casos que podem aumentar o risco das vibrações por vórtices: locais com escoamento suave e uma turbulência de pequena escala aumentada, na qual a primeira ocorre tipicamente para estruturas isoladas localizadas em encostas marinhas enquanto a segunda é mais comum em estruturas localizadas na esteira de outras estruturas similares. Turbulências de larga escala e elevado número de Scruton têm uma tendência de amenizar as vibrações, uma vez que valores deste parâmetro menores que 10 torna a estrutura suscetível a esse fenômeno, o que não ocorre quando tal índice é maior que 20.

### **3. Mudança do sistema estrutural**

Inicialmente, busca-se ilustrar o projeto original da ponte Moju Alça, demonstrando suas características geométricas, bem como alguns pontos importantes que contribuíram para a ocorrência do sinistro, que ocasionou a ruptura dos pilares 7 ao 10 e o consequente desmoronamento da superestrutura. Por fim, será demonstrada a nova concepção da obra de arte especial, desta vez nomeada de ponte União, assim como os motivos pelos quais tal sistema de ponte estaiada foi adotado.

#### **3.1 Projeto original da ponte Moju Alça**

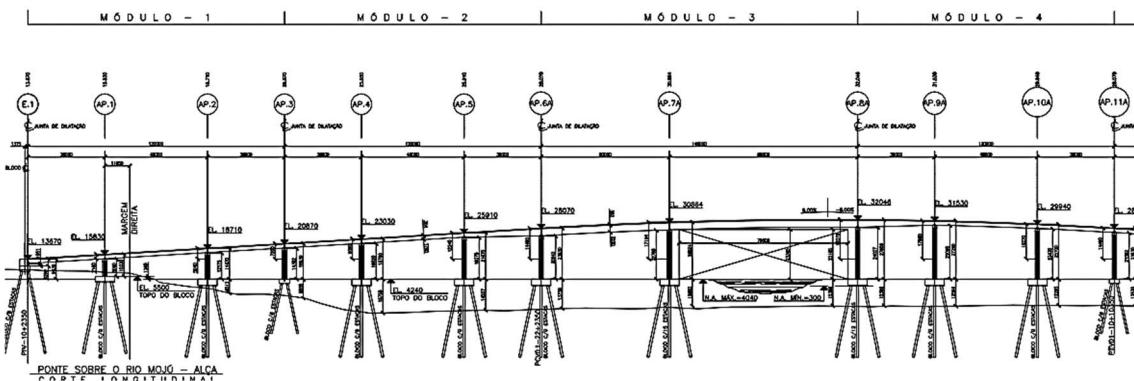
Com 880 m de comprimento total, a ponte foi construída em 2002 (Figura 3.1), com 7 módulos (Figura 3.2), apoiados sobre pilares, sendo a seção transversal do tabuleiro mista de aço-concreto, com uma laje de concreto de 250 mm, conforme ilustrado na Figura 3.3.

Figura 3.1 – Projeto original Moju Alça



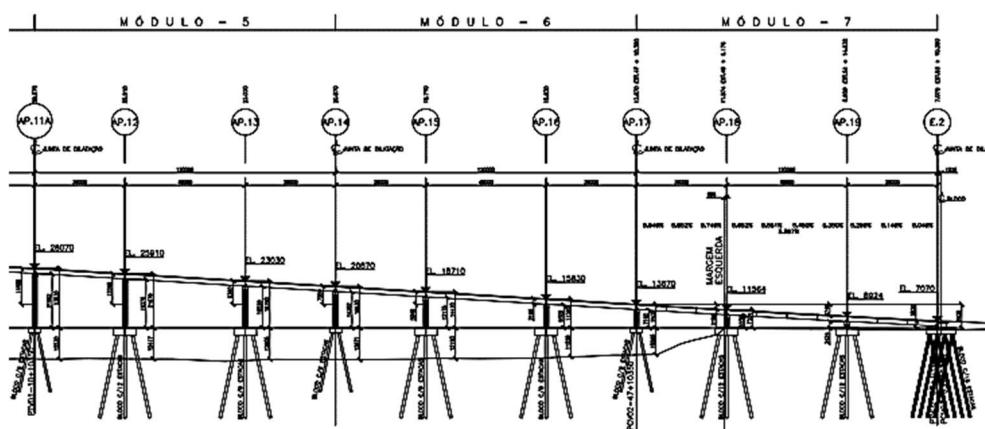
Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2019)

Figura 3.2 – Seção longitudinal original, módulos 1 a 4.



Fonte: Arquivos - SETRAN (2002)

Figura 3.3 – Seção longitudinal original, módulos 5 a 7.

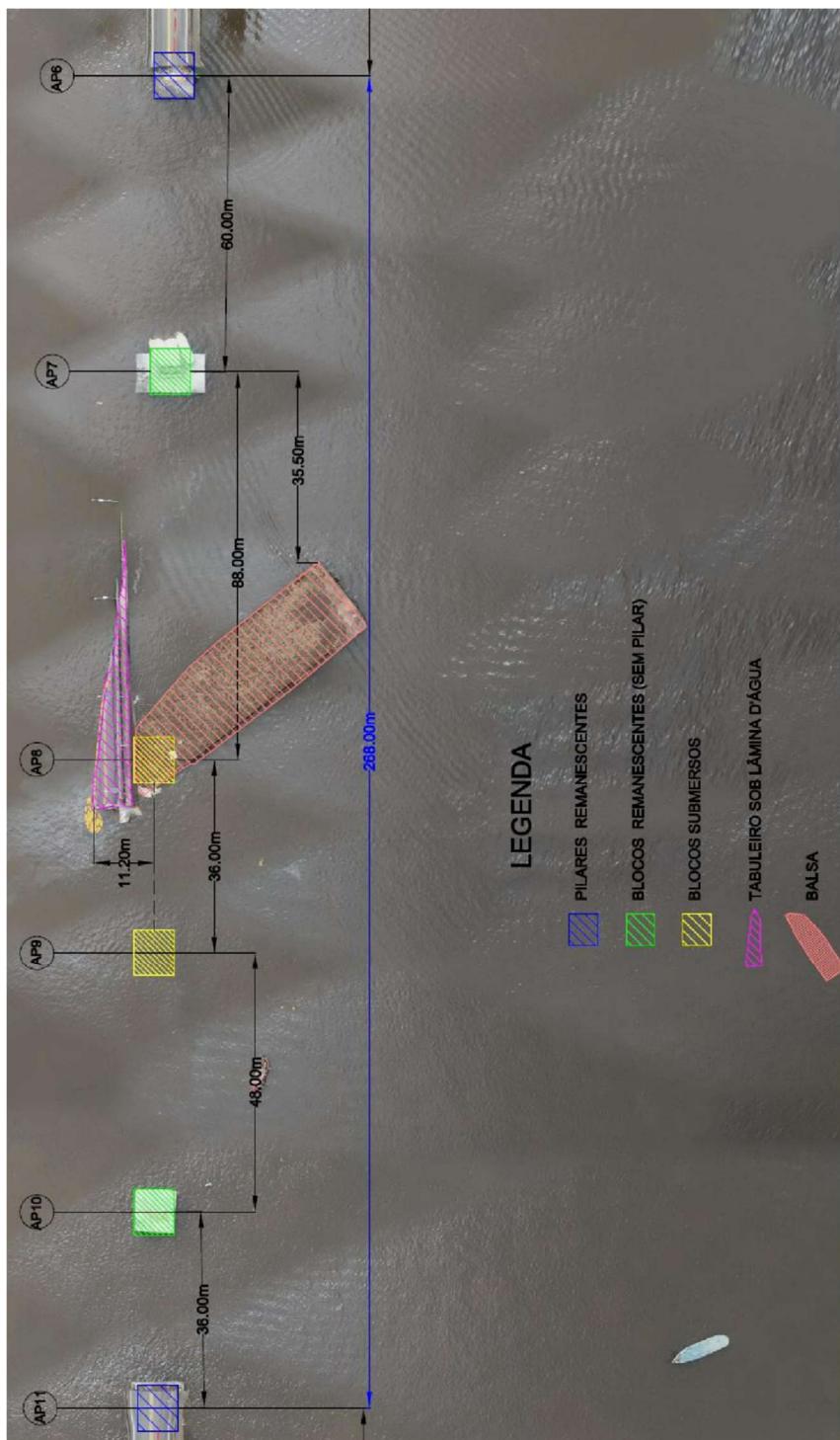


Fonte: Arquivos - SETRAN (2002)

A extensão de navegação de 88 m de largura permitia uma navegação precária de barcaças e empurradores com comprimento de cerca de 100 m. Logo, devido à largura do vão navegável, frequentemente ocorriam impactos das balsas nos blocos e estacas, que danificaram o apoio da ponte. Após alguns anos em serviço, dolfins originalmente instalados foram destruídos ao longo do tempo, o que eliminou a proteção da ponte contra as ações de impacto, o que culminou no sinistro da ponte, a seguir descrito.

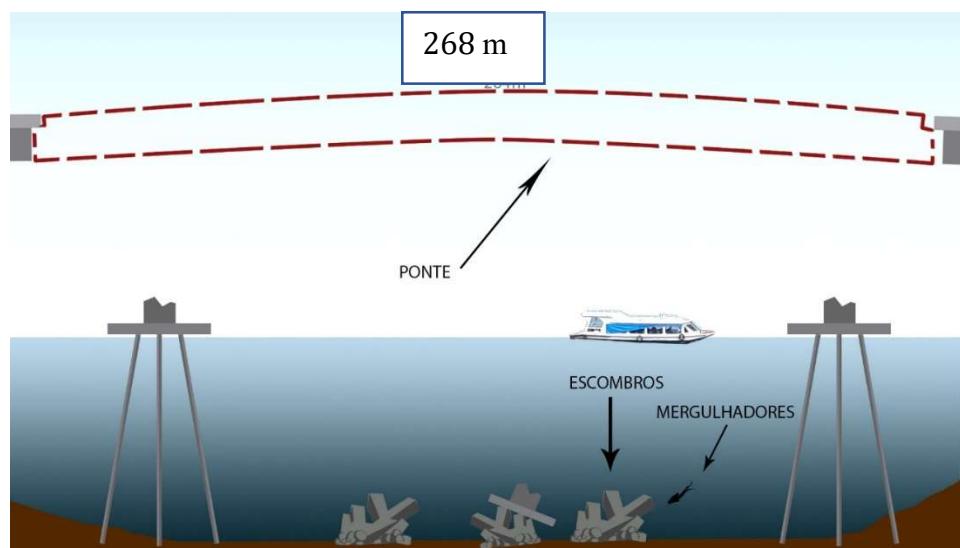
O acidente ocorreu durante a maré máxima em 6 de abril de 2019, quando a balsa que transportava 1.800 toneladas de rejeitos de dendê, que navegava de forma irregular, atingiu o apoio 8 (AP8), que compõe o vão de navegável, levando ao colapso de 268 m de estrutura, derrubando os módulos 3 e 4 do trecho central da ponte, conforme Figuras 3.4 e 3.5.

Figura 3.4 – Trecho sinistrado da ponte sobre o Rio Moju.



Fonte: Arquivos - SETRAN-PA (2019)

Figura 3.5 – Esquemático trecho sinistrado



Fonte: Adaptado de SETRAN-PA (2019)

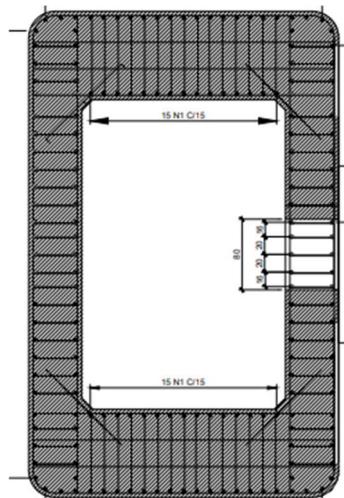
Logo, ressalta-se que, por se tratar de um sinistro ocorrido na ponte original do rio Moju, o trânsito e a ligação da capital com o oeste do Pará ficaram totalmente afetados. Portanto, adotou-se o rigíme de caráter de urgência para o reestabelecimento do tráfego na região, fato que foi de suma importância para a escolha do método executivo.

Sendo assim, buscou-se incialmente avaliar a integridade dos trechos restante, a fim de definir a melhor solução para a reconstrução. Para isso, adotou-se a ponte estaiada com um mastro no meio do vão, para evitar a coincidênci da fundação nova com as anteriores, para dar celeridade à readequação da malha viária. Além disso, o novo sistema proposto para a ponte contribuiria com uma grande capacidade de dissipação de energia cinética devido a impactos de embarcações, aliado à robustez conferida pela fundação do mastro, a ser mais bem descrito a seguir. (ALMEIDA, 2019)

### **3.2 Projeto de readequação da ponte Moju Alça**

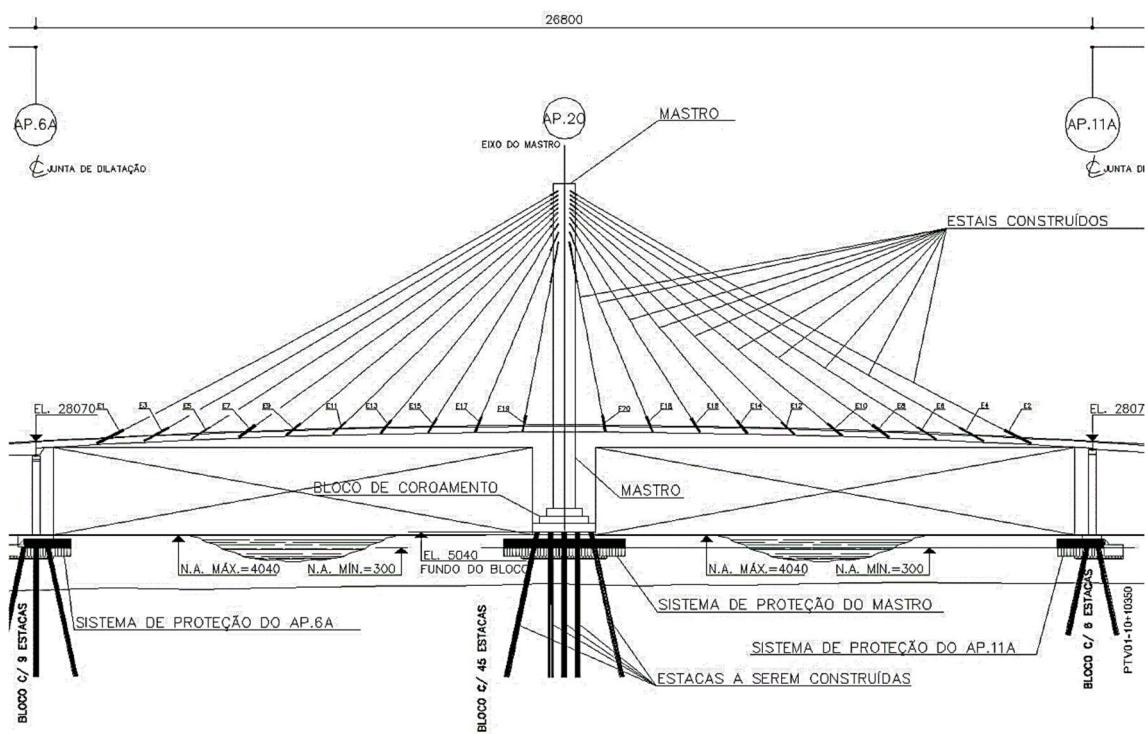
Então, o novo projeto visou ampliar de um único canal de navegação de 88 m para dois de 134 m de largura entre eixos de pilares. Logo, para suportar tal sistema, projetou-se um mastro de 88,3 m de altura, de seção vazada conforme ilustrada na Figura 3.6, sobre fundação com 45 estacas de concreto armado de 1,20 m de diâmetro, as quais foram encamisadas e cravadas até 70 m de profundidade (Figura 3.7).

Figura 3.6 – Seção do mastro tipo



Fonte: Arquivos - SETRAN-PA (2020)

Figura 3.7 – Elevação do trecho estaiado.

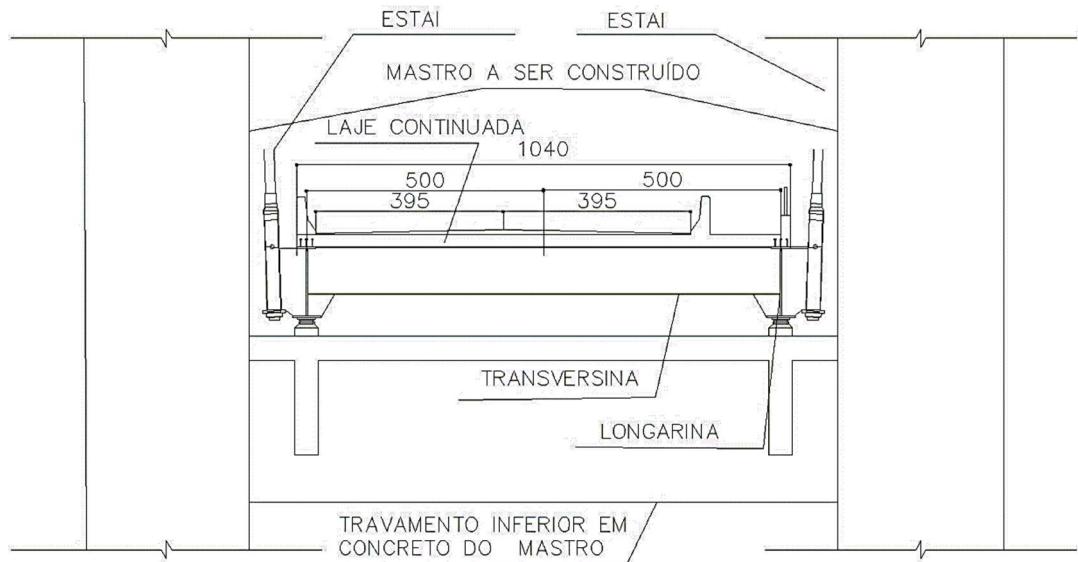


Fonte: Arquivos - SETRAN-PA (2020)

O tabuleiro da ponte (Figura 3.8) foi pré-fabricado com estrutura de aço, sendo duas longarinas principais e duas secundárias (figuras 3.9, 3.10), engastadas com transversinas (Figura 3.11), formando em módulos (aduelas) de 12 m, conforme demonstrado nas figuras 3.12 e 3.13).

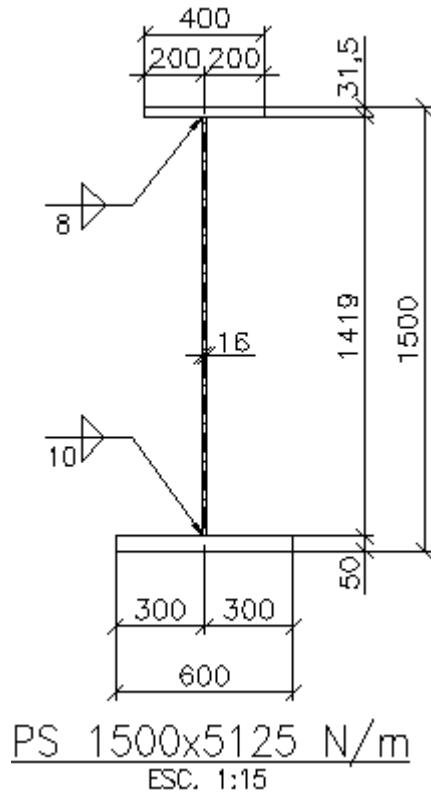
Figura 3.8 – Seção transversal do tabuleiro.

VISTA FRONTAL\_01  
ESC. 1:75



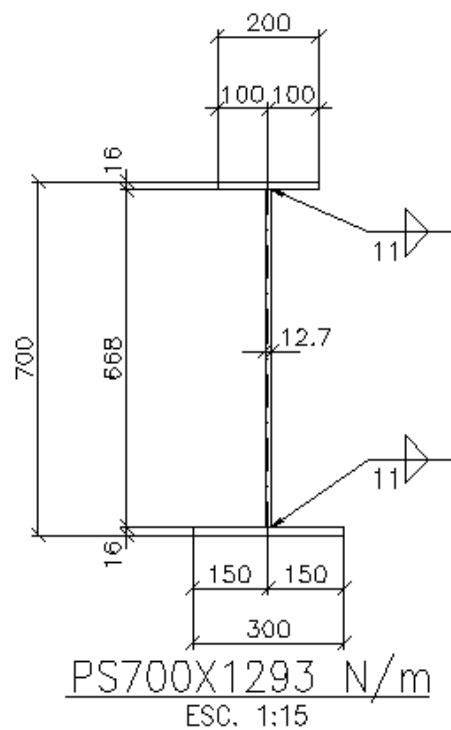
Fonte: Arquivos - SETRAN-PA (2020)

Figura 3.9 – Seção transversal longarina principal.



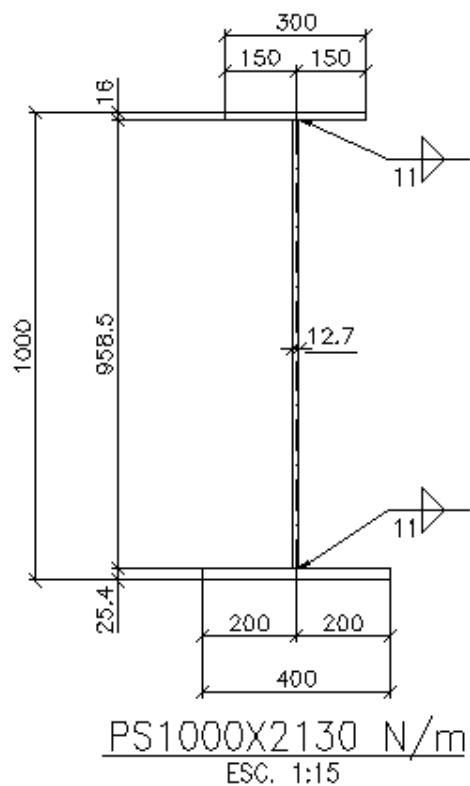
Fonte: Arquivos - SETRAN-PA (2020)

Figura 3.10 – Seção transversal longarina secundária.



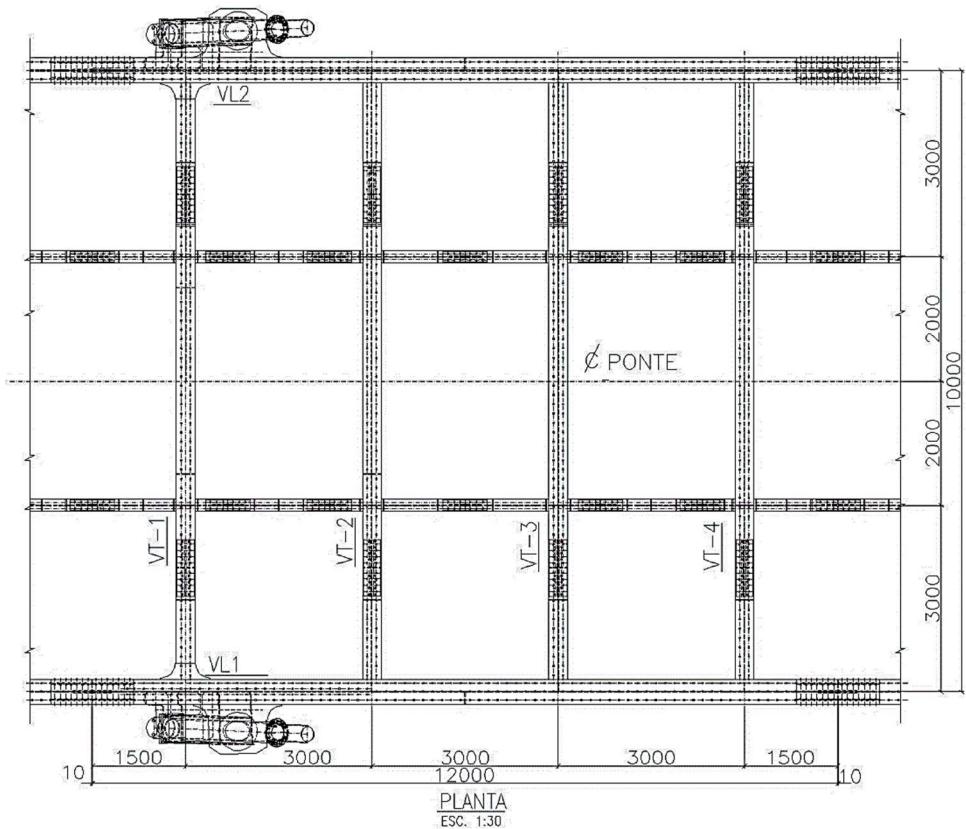
Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Figura 3.11 – Seção transversal transversina.



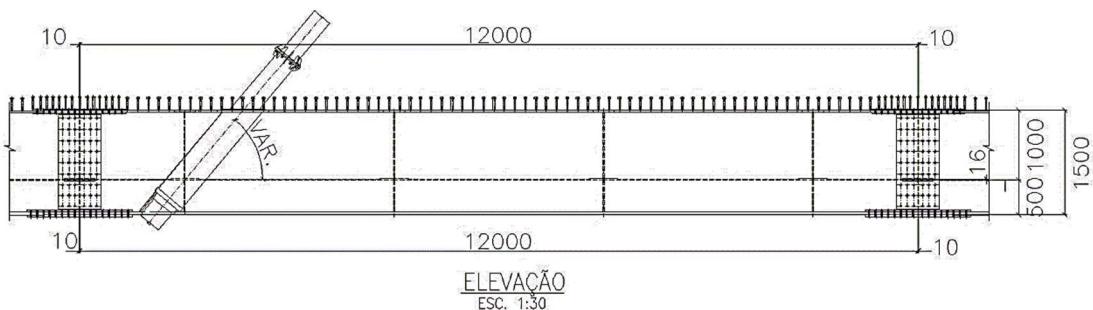
Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Figura 3.12 – Planta baixa da aduela tipo.



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

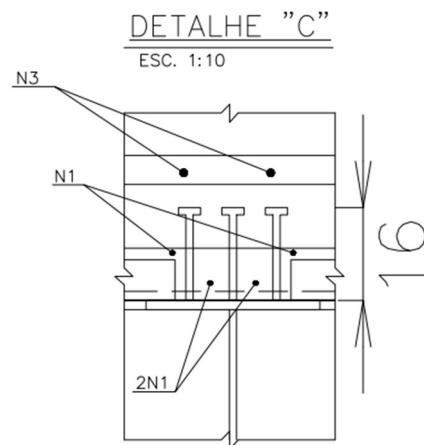
Figura 1 – Elevação da aduela tipo.



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Vale ressaltar ainda que a laje, de espessura de 25 cm, foi executada através da colocação de pré-lajes de espessura de 12 cm, as quais foram solidarizadas junto à estrutura metálica da aduela pelo uso de conectores engastados em 16 cm no concreto moldado *in loco*, conforme Figura 3.14.

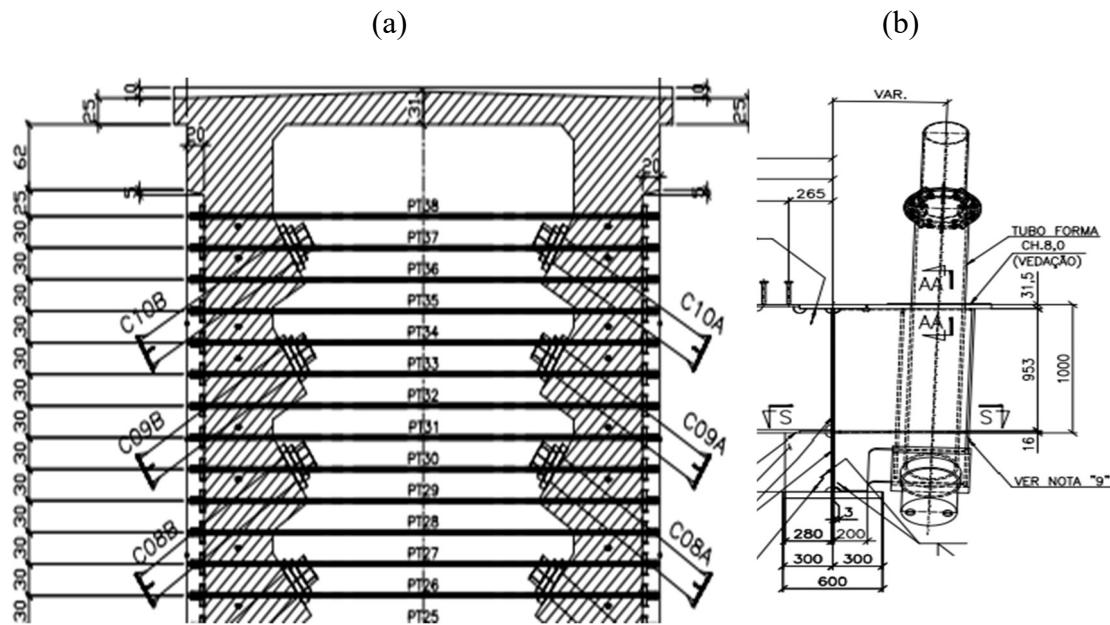
Figura 3.14 – Solidarização do sistema estrutural aço-concreto (a) e a seção transversal do tabuleiro (b)



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Já os cabos estais foram instalados no mastro conforme a Figura 3.15 (a), por meio de blocos de ancoragem fixos, e no tabuleiro (Figura 3.15 (b)) pelo uso de ancoragens reguláveis instaladas na alma das vigas longarinas principais.

Figura 3.15 – Ancoragem no mastro (a) e no tabuleiro (b)

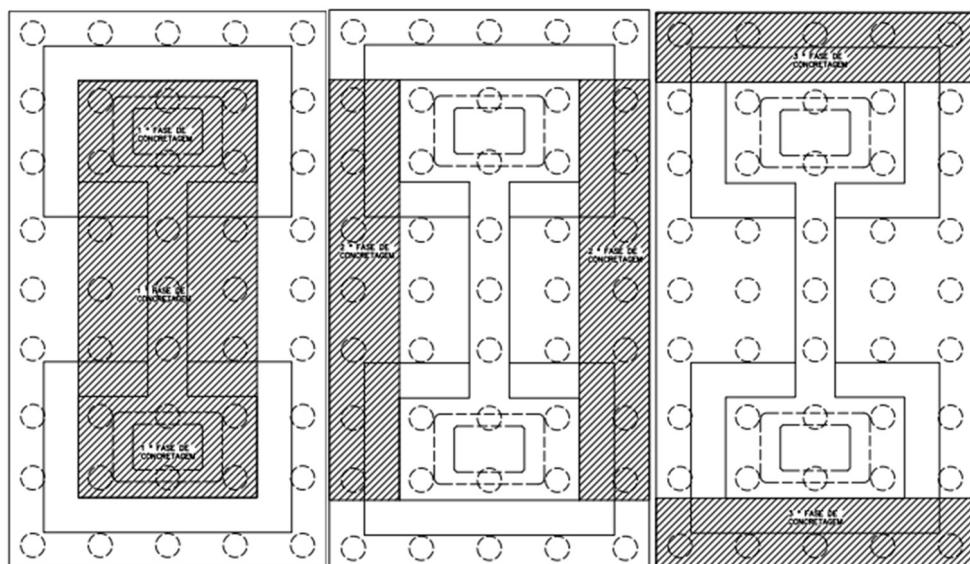


Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

### 3.2.1 Método Construtivo

Primeiramente, é necessário ressaltar que o processo da reconstrução do trecho sinistrado da ponte sobre o rio Moju tinha como desafio a readequação do canal navegável em 150 dias, por isso, buscou-se desenvolver várias frentes de trabalho simultaneamente. Sendo assim, inicialmente definiu-se que o bloco de fundação seria executado em 3 fases de moldagem, conforme Figura 3.16, do qual partiria de um núcleo central, composto por 21 estacas, que iriam suportar os dois pilares do mastro, conforme Figura 3.17. Com isso, foi possível a execução do restante do bloco concomitantemente à execução do mastro, que possibilitaria a execução tabuleiro com os 40 cabos estais. Vale ressaltar ainda que ao final da última fase de moldagem, o bloco foi solidarizado através de cabos de protensão, a fim de garantir também a ativação das estacas periféricas.

Figura 3.16 – 1<sup>a</sup> (a), 2<sup>a</sup> (b) e 3<sup>a</sup> (c) fases de moldagem do bloco de fundação



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

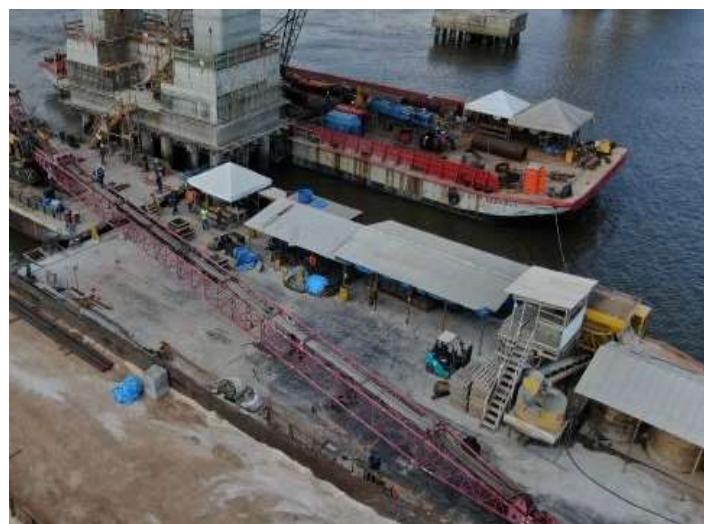
Figura 3.17 – Cravação das 21 estacas do núcleo central do bloco de fundação



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Seguindo, para facilitar o processo de moldagem e evitar alguns contratemplos em função da distância da obra (45 km) até a região metropolitana de Belém, foi instalada uma usina de concreto em uma balsa (Figura 3.18). Logo, devido aos grandes volumes de concreto a serem dosados para a execução das estruturas, foi utilizado gelo para diminuir a temperatura final do substrato, para evitar a ocorrência de fissuras de retração e devido ao aparecimento do composto denominado de *ettringita tardia*, que pode aparecer quando o concreto atinge temperaturas maiores que 65 °C. Com isso, atingia-se temperaturas na faixa de 30 °C, conforme Figura 3.19.

Figura 3.18 – Balsa da usina de concreto



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

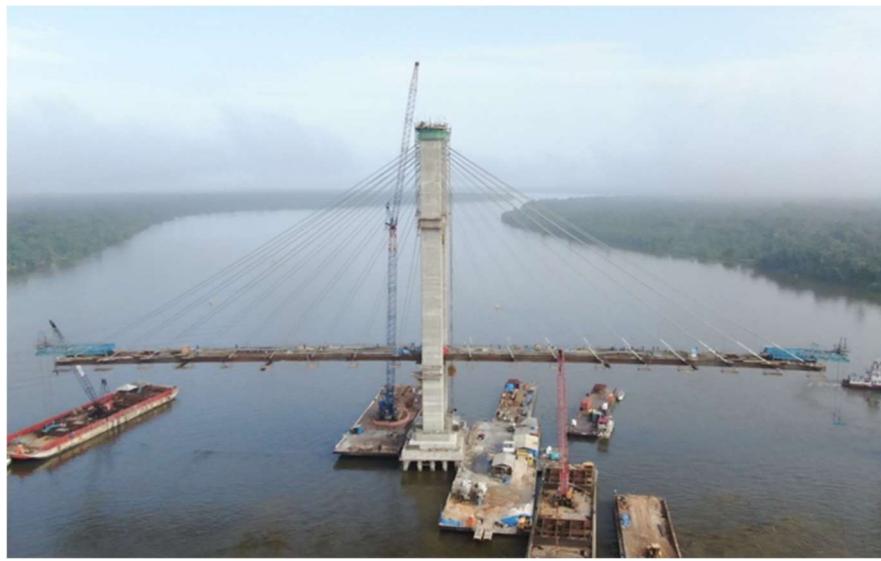
Figura 3.19 – Temperatura do concreto em °C



Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Em paralelo à execução da estrutura em concreto armado, as aduelas metálicas, que tinham cada módulo de 12 m e mais um complemento na ligação à estrutura existente de 2m, e os cabos estais foram fabricados para posterior instalação por meio do método dos balanços sucessivos, conforme supracitado, através da treliça de içamento (Figura 3.20) que mantinha a aduela na locação de projeto para o aparafulamento ao módulo anterior e durante a execução dos estais, que eram protendidos até a carga mínima para suportar as cargas de peso próprio do módulo e da treliça, assim como as de operação para a locomoção desta para o içamento da aduela seguinte.

Figura 3.20 – Execução em balanços sucessivos com o uso da treliça de içamento



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2020)

Ademais, outro serviço que foi realizado em consonância ao prosseguimento da obra foi o de remoção dos escombros dos módulos sinistrados (Figura 3.21) para reestabelecer o canal navegável ao fim da obra. Para a execução deste serviço, inicialmente a viga caixão era cortada pelo uso de um eletrodo de corte submerso. Em seguida, o corte das estruturas de concreto armado era feito com fio diamantado.

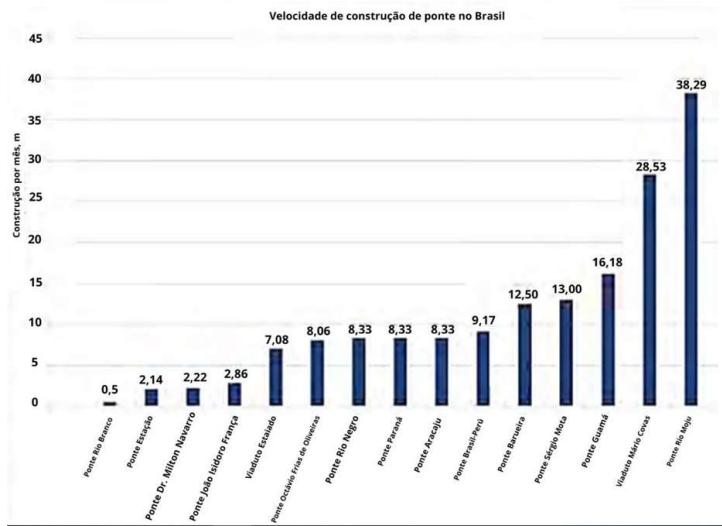
Figura 3.21 – Treliça de içamento das aduelas



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2019)

Sendo assim, ALMEIDA & PÁDUA ANDRADE (2021) concluíram que a readequação do vão navegável de 268 m em 7 meses foi a construção de ponte mais rápida no Brasil, tendo sido construído, em média, 38,29 m de ponte por mês, como mostra a Figura 3.22.

Figura 3.22 – Diagrama de velocidade de construção de pontes no Brasil



Fonte: ALMEIDA & PÁDUA ANDRADE (2021)

Em suma, a ponte foi concebida, criando dois canais de navegação de 134 m de largura entre eixos dos apoios, totalizando 268 m de comprimento. Ao todo, a ponte possui 40 estais sendo 20 à montante e 20 à jusante do rio Moju, conforme mostra a Figura 3.22.

Figura 3.22 – Ponte União sobre o rio Moju.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

## 4 Prova de carga na ponte União

### 4.1 Realização da prova de carga

O ensaio de prova de carga de uma ponte é de fundamental importância para a avaliação estrutural da obra, uma vez que através deste teste é possível definir os deslocamentos, rotações e deformações da estrutura, assim como as frequências naturais e de resposta desta também, podendo identificar e comparar com os valores estimados no projeto ou modelos de análises, para verificar as respostas estruturais ao final da construção, quando teoricamente tem o seu melhor desempenho, pois os materiais e as conexões ainda não apresentam danos de serviço ou de envelhecimento. Sendo assim, Estes ensaios também servem como base de dados na elaboração de normas, como o trabalho realizado por PAULTRE *et al.*, (1992), que realizou 90 ensaios de pontes.

Logo, a prova de carga da ponte União sobre o Rio Moju ocorreu em duas fases: a estática e a dinâmica. Para o teste, foi instrumentado um caminhão com um peso aproximado de 300 kN e contou também com mais 15 caminhões na mesma ordem de peso, totalizando 16 veículos previamente pesados, somando 4800 kN no total. Para a prova de carga estática, os caminhões foram entrando na pista um após o outro, até a formação do arranjo mostrado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Caminhões dispostos sobre a ponte durante a prova de carga estática.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Para demonstrar melhor, os arranjos completos dos ensaios estático e dinâmico da ponte, encontram-se nas tabelas 4.1 e 4.2, sendo que a Tabela 4.1 mostra os arranjos do carregamento estático da ponte nos 2 lados e a Tabela 4.2 mostra como foi desenvolvido o ensaio dinâmico, informando os parâmetros para cada passagem dos veículos. Onde lê-se AP20 entende-se que é o apoio referente ao mastro, AP6 o apoio da margem direita do trecho estaiado e AP11 o apoio da margem esquerda.

Tabela 4.1 – Arranjo sobre os vãos para prova de carga estática.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA		
Hora	Procedimento	Observação
07:00	Veículos prontos	
08:30	Início do arranjo A1	1 fila de 8 caminhões no AP06-AP20 / 1 fila de 7 caminhões
09:00	Repouso para estabilização da estrutura	
09:15	Início do arranjo A2	1 fila de 8 caminhões AP06-AP20 / 1 fila de 8 caminhões no AP11-AP20
09:40	Repouso para estabilização da estrutura	
09:55	Início do arranjo A3	1 fila de 8 caminhões no AP11-AP20
09:20	Repouso para estabilização da estrutura	
09:35	Início do arranjo A4	2 filas de 8 caminhões cada no AP11-AP20
10:00	Repouso para estabilização da estrutura e Fim da Prova de Carga Estática	

Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Tabela 4.2 - Cronograma de ensaio para a prova de carga dinâmica.

PROVA DE CARGA DINÂMICA				
Horário	Lado	Velocidade [km/h]	Direção	Instrução
10:00	-	-	-	Início da Prova de carga dinâmica
10:10	Esquerdo	20	Direito	4 caminhões a 20 km/h cada
10:20	Direito	20	Esquerdo	4 caminhões a 20 km/h cada
10:30	Esquerdo	30-40	Direito	1 caminhão a 40 – 50 km/h
10:50	Direito	30-40	Esquerdo	1 caminhão a 40 – 50 km/h
11:10	Esquerdo	40	Direito	1 caminhão a 40 – 50 km/h com frenagem no vão AP06-AP20
11:30	Direito	40	Esquerdo	1 caminhão a 40 – 50 km/h com frenagem no vão AP11-AP20

Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

## 4.2 Instrumentação

Em função da evolução dos equipamentos eletrônicos que permitem medidas em tempo real, as técnicas de monitoração desenvolveram-se rapidamente ao longo dos últimos anos. Sistemas de monitorações “on line” podem ser instalados para fornecer informações de forma continuada, o que torna possível o acompanhamento do surgimento de danos estruturais pela mudança ao longo do tempo dos registros adquiridos. Paralelamente, modelos matemáticos alimentados e calibrados por dados experimentais podem ser utilizados para simulação de comportamentos futuros. Tais modelos, são elaborados com base nos métodos da análise estrutural moderna, cujos cálculos matemáticos são otimizados e, consequentemente, agilizados com uso de computadores de desempenho melhorado (TEIXEIRA, 2009).

A monitoração de estruturas deve ser realizada de forma a fornecer as informações necessárias e suficientes para um posterior tratamento de sinais que resulte em valores na grandeza das variáveis de interesse, para confrontar com valores estimados por modelos da estrutura. Pretende-se habitualmente registrar as alterações nas deformações, nas fissuras, nos deslocamentos lineares ou angulares, nas temperaturas etc. perante a atuação de cargas ambientais e devido ao tráfego. É usada a monitoração dinâmica para registrar as

acelerações, quando a estrutura é submetida a forças de inércia. Por intermédio da montagem de uma rede *in loco* é possível obter informações sobre as variáveis de interesse, utilizando diferentes tipos de sensores, convertendo em informações físicas os sinais digitais transformados advindos de seus funcionamentos e disseminados com uso de ferramentas computacionais (TEIXEIRA, 2009).

A necessidade de monitoramento estrutural pode ser justificada pelos avanços tecnológicos, a degradação, a inspeção e acompanhamento do comportamento da estrutura. No término da análise do monitoramento, a estrutura pode ser liberada ou restringida para o uso. Com isso, propostas de reforços estruturais ou substituição da estrutura podem ser executadas. (OLIVEIRA, 2018)

As técnicas de monitoramento das oscilações dinâmicas de uma estrutura podem ser divididas em curta e longa duração. O monitoramento de curta duração se enquadra num período de levantamento de horas e dias, e o monitoramento de longa duração ou *Structural Health Monitoring* (SHM) pode ter um período de meses ou até mesmo anos. O SHM compreende de vários dispositivos como sensores de aquisição de dados, o processamento dos dados, a modelagem, a filtragem dos dados e os métodos de análise de dados. (OLIVEIRA, 2018)

Uma rede de sensores integrada à estrutura é conectada a sistemas de aquisição, de armazenamento e processamento de informação, com ligação a uma central remota por meio de circuitos de comunicação (ASSIS, 2007).

Esses procedimentos de avaliação da segurança levam ao conhecimento da integridade de uma estrutura existente, por meio de um julgamento integrado das variáveis estruturais, pois engloba valores obtidos de investigações numéricas e de experimentos. Normalmente, não é possível conduzir um ensaio, ou uma prova de carga, até que se atinja um dos estados limites últimos da estrutura. Sendo, portanto, essencial sintetizar todo o conhecimento adquirido com os resultados de ensaios que possam ser realizados, usualmente até resultarem efeitos que não comprometam a integridade da estrutura, ou seja, até um limite de utilização, para desenvolver uma avaliação da segurança. (PENNER, 2001)

#### **4.3 Monitoração estática**

Sendo assim, a instrumentação da ponte foi realizada de forma que permitiu monitorar os efeitos estruturais causados pela prova de carga, como deslocamentos

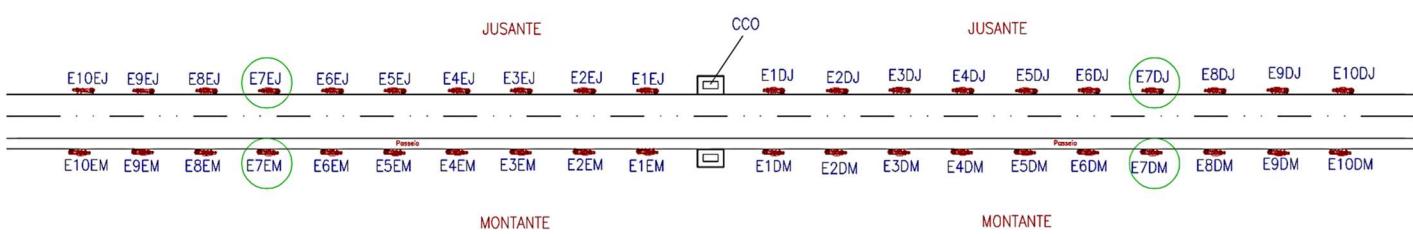
verticais (flechas), deslocamentos horizontais (deslizamentos nos apoios do tabuleiro no topo dos pilares, inclinação dos apoios (medido pelos clinômetros).

#### 4.2.1 Deslocamentos

Para o levantamento do deslocamento causado pelo ensaio quase estático, foram utilizados prismas de reflexão posicionados nos estais 7 e uma estação total posicionada no eixo do mastro, tendo pontos georreferenciados de apoio aos levantamentos, utilizando o método “distância entre dois pontos”, que tem precisão de 2 mm. Logo, realizou-se leitura nos cabos estais 07 tanto dos lados direito e esquerdo, como jusante e montante, a cada caminhão que se posicionava entre os vãos do trecho estaiado, como mostra a Figura 4.3. Sendo assim, a flecha mínima foi de 400 mm com 15 caminhões sobre a ponte e a flecha máxima encontrada foi de 432 mm com todos os 16 caminhões em cima da ponte (com carga total de 4.800 kN). Na Figura 4.4 mostra o comportamento do greide durante a prova de carga estática.

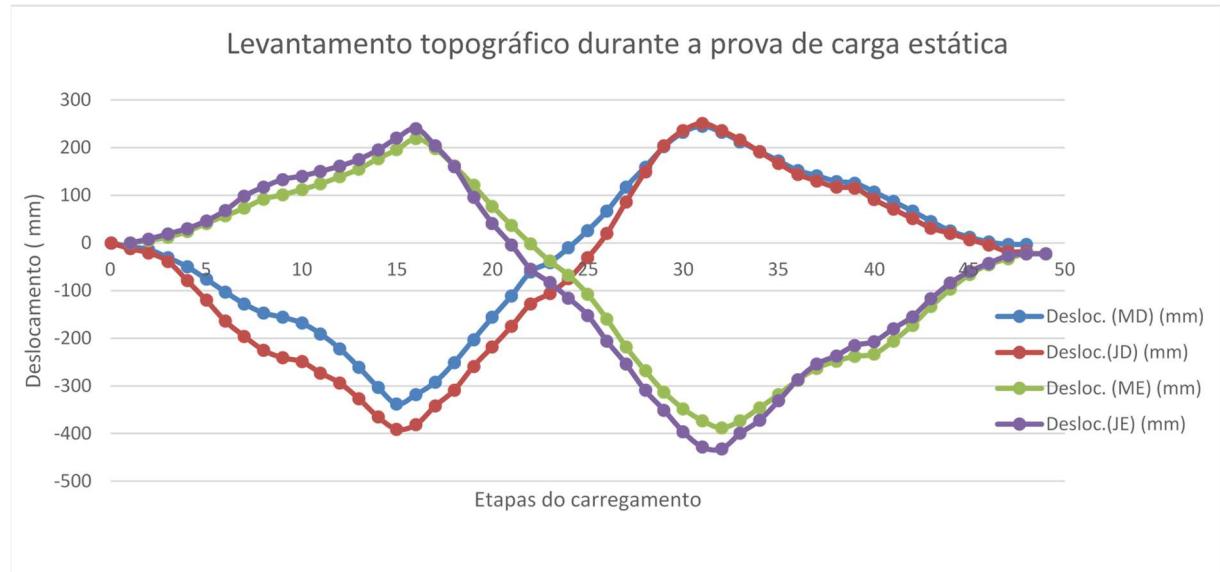
Figura 4.3 – Pontos do trecho estaiado que foram realizados os levantamentos topográficos.

ETAPA 1 (REFERÊNCIA): LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DO GREIDE DA PONTE (LSE E A.GASPAR) E FORÇAS (PROTENDE).



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 4.4 – Levantamento topográfico durante a prova de carga estática.

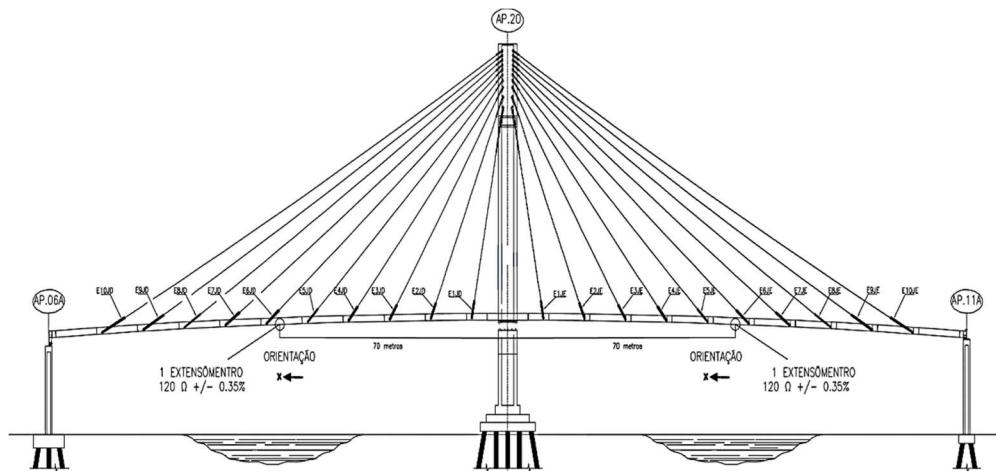


Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

#### 4.3.2 Deformações

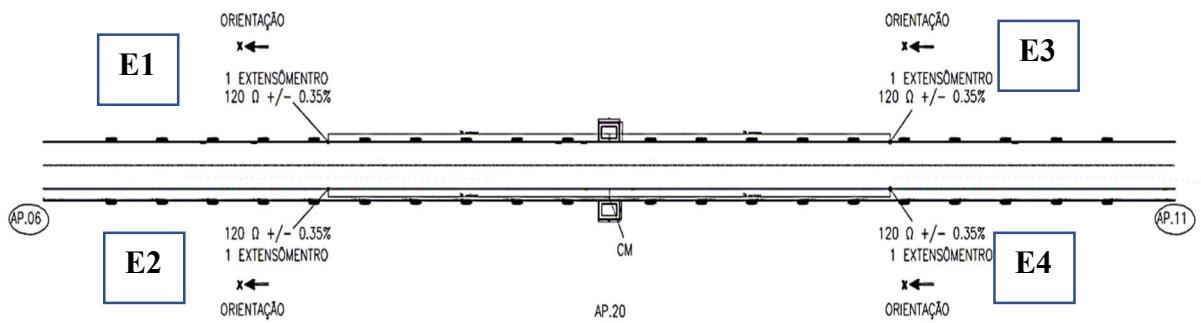
Foram instalados extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*) para a medida das deformações no eixo das mesas inferiores das longarinas externas da ponte, entre os cabos estais 5 e 6 dos lados direito e esquerdo, tanto montante quanto jusante, como mostram as figuras 4.5, 4.6, 4.7, no desenho esquemático disposto na Figura 4.8, que também mostra o modelo do extensômetro utilizado.

Figura 4.5 – Vista lateral do trecho estaiado onde mostra a posição dos extensômetros.



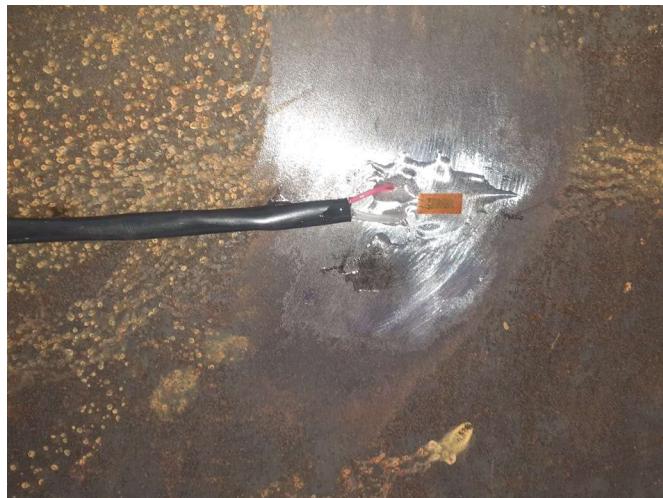
Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 4.6 – Planta baixa do trecho estaiado onde mostra a posição dos extensômetros.



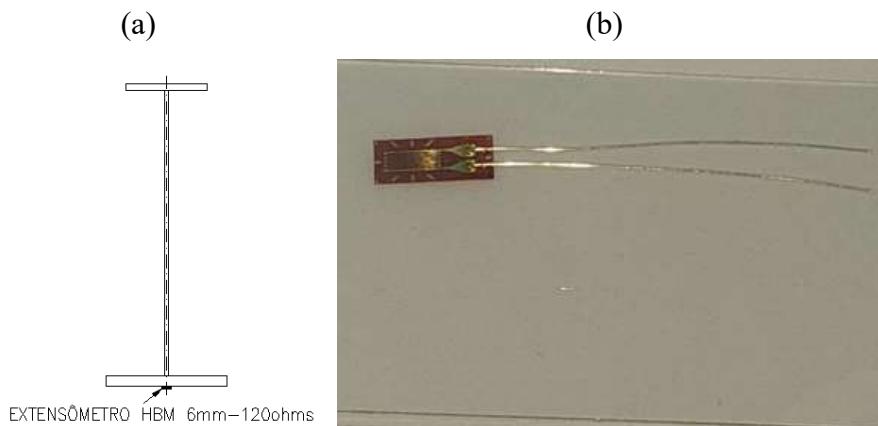
Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 4.7 – Extensômetro instalado na mesa inferior da longarina.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

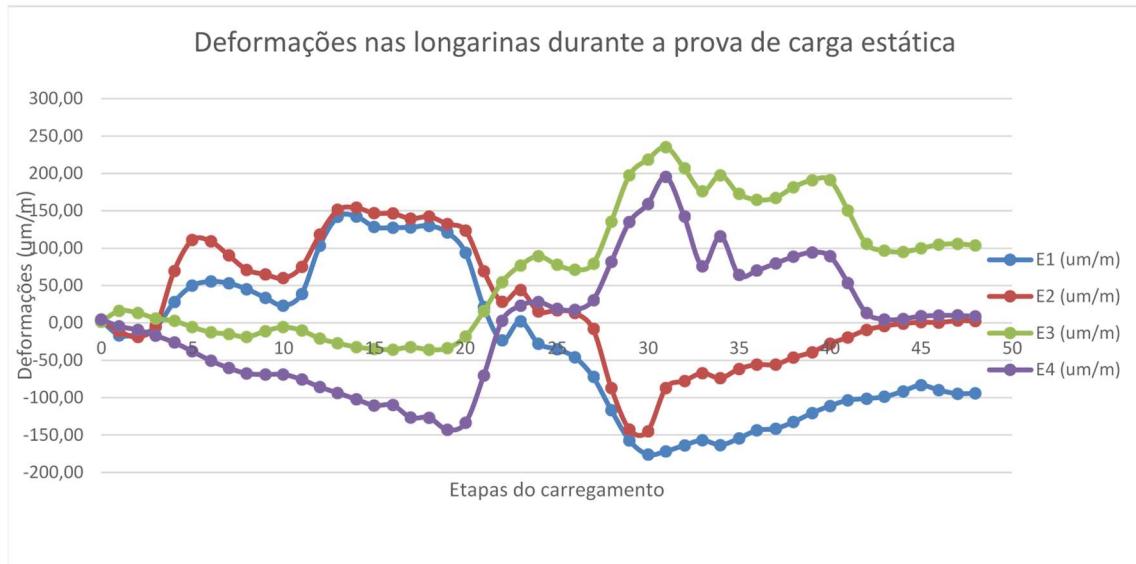
Figura 4.8 – Esquemático (a) e modelo (b) do extensômetro instalado na mesa da longarina.



Fonte: (a) Adaptado de SETRAN-PA (2020) e (b) LSE-Laboratório de Sistemas Estruturais (2023)

Então, na Figura 4.9 é possível visualizar as deformações dos extensômetros instalados na mesa inferior das vigas longarinas, instalados entre os estais 5 e 6, para avaliar as curvaturas durante os ensaios.

Figura 4.9 – Deformação das longarinas durante a prova de carga estática.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Sendo assim, é importante ressaltar que o comportamento das deformações segue o mesmo padrão dos deslocamentos apresentados na Figura 4.4, no qual os extensômetros E1 e E2 encontram-se tracionados, devido ao carregamento de caminhões e a consequente deformação da longarina sob flexão do lado direito, enquanto o E3 e o E4 encontram-se comprimidos, em função do levantamento do lado esquerdo da ponte.

O mesmo se repete quando os caminhões passam para o lado esquerdo da ponte, invertendo-se as deformações, passando o E1 e E2 a serem comprimidos em decorrência do levantamento do lado esquerdo e o E3 e o E4 tracionados. Entende-se que a maior energia de deformação se deve pelo fato do lado esquerdo apresentar uma declividade, que permitiu que os caminhões entrassem no trecho com uma velocidade maior, devido estarem a favor da gravidade, aliado ainda ao acréscimo de mais um caminhão, passando de 15 utilizados na margem direita para 16 na margem esquerda.

#### **4.4 Monitoramento dinâmico**

Testes dinâmicos em estruturas são realizados por uma variedade de razões, seja a obtenção de parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibrar, amortecimento), estudo da resposta aerodinâmica, correlação entre simulações numéricas e experimentos ou monitoramento de condições de trabalho. Para cada condição distinta, diferentes métodos de análise são aplicados. Estes são divididos entre duas principais categorias: testes por vibração natural e testes por vibração controlada (FARRAR; DUFFEY; COWELL, 1999)

A excitação natural é definida como aquela que a estrutura sofre sob sua condição normal de operação. Todas as pontes estão sujeitas à excitação natural de fontes como tráfego, vento, movimentos de ondas ou abalos sísmicos. Esse tipo de excitação tem sido usado durante testes dinâmicos de ambas grandes e pequenas estruturas. Tipicamente, durante estes testes, é difícil captar a variável de entrada do sistema, geralmente optando-se por não a medir. Para grandes pontes a excitação natural é a única forma prática de excitar a estrutura, tendo em vista que a capacidade de aparelhos mecânicos de prover energia ao sistema se torna cada vez mais inviável à medida que o tamanho desta aumenta e isto se torna ainda mais crítico em altas frequências devido à necessidade de o mecanismo ter que superar grandes quantidades de inércia. O uso de excitações naturais provê um meio de medir a resposta da estrutura mediante as condições de operações de que se têm interesse. A principal desvantagem deste tipo de teste se dá ao fato de que há enorme dificuldade de verificar se a fonte de excitação atua nas frequências de interesse ou o quanto uniforme esta é. (FONSECA JÚNIOR, 2018)

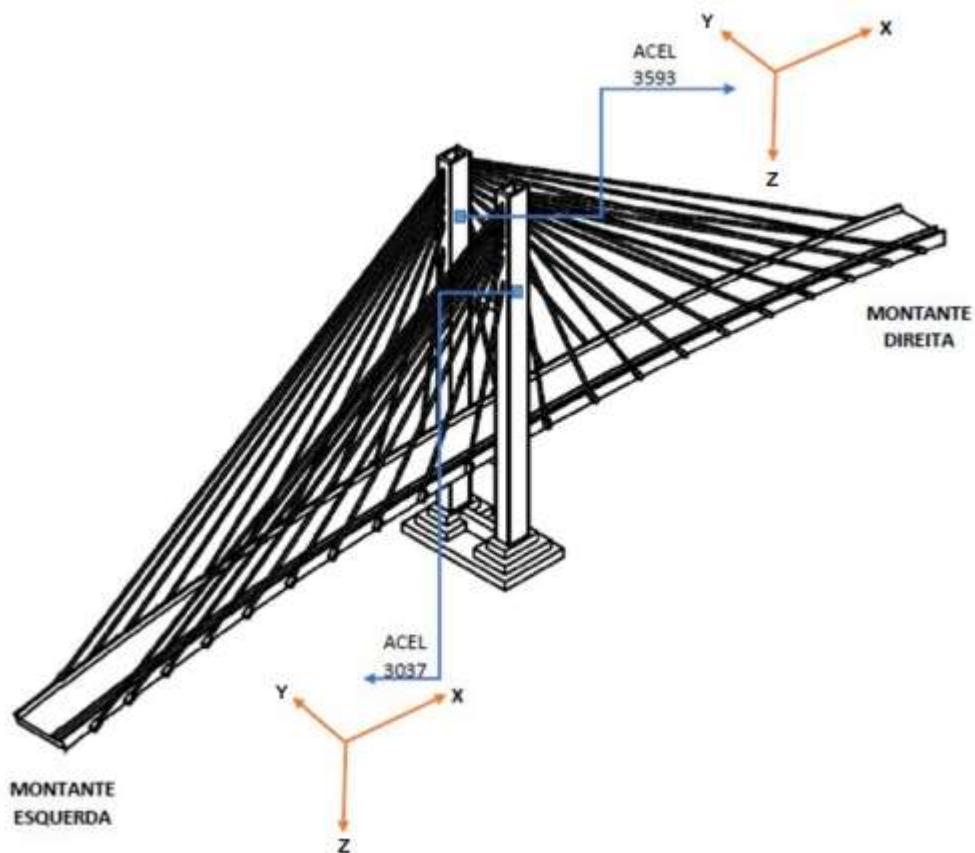
A análise dinâmica é utilizada quando o carregamento gera oscilações de amplitudes significativas na estrutura que variam rapidamente ao longo do tempo. Se este é aplicado de forma suficientemente lenta, as forças iniciais podem ser ignoradas e a análise pode ser simplificada para aquela do tipo estática. Logo, a análise dinâmica é um tipo de análise estrutural que trata do comportamento de estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos (CHOPRA, 2012).

A prova de carga dinâmica foi realizada para excitar as frequências de resposta da ponte, através das acelerações da mesma geradas pelos caminhões passando pelo tabuleiro com diferentes velocidades, a fim de induzir energia ao sistema para que se possa identificar picos nos espectros a serem analisados. Para isso, foram instalados acelerômetros na ponte, como detalhado a seguir.

#### 4.4.1 Acelerações

Sendo assim, na parte superior do mastro, na altura da segunda viga travessa, foram instalados dois acelerômetros triaxiais e um clinômetro, sendo que um acelerômetro foi instalado junto com o clinômetro na parede interna do pilar jusante e o outro instalado na parede externa do pilar montante, sendo usados para medir os deslocamentos horizontais dos pilares, como mostra a Figura 4.10.

Figura 4.10 – Arranjo da instalação dos acelerômetros 3593 e 3037 na monitoração das frequências dos pilares do mastro.

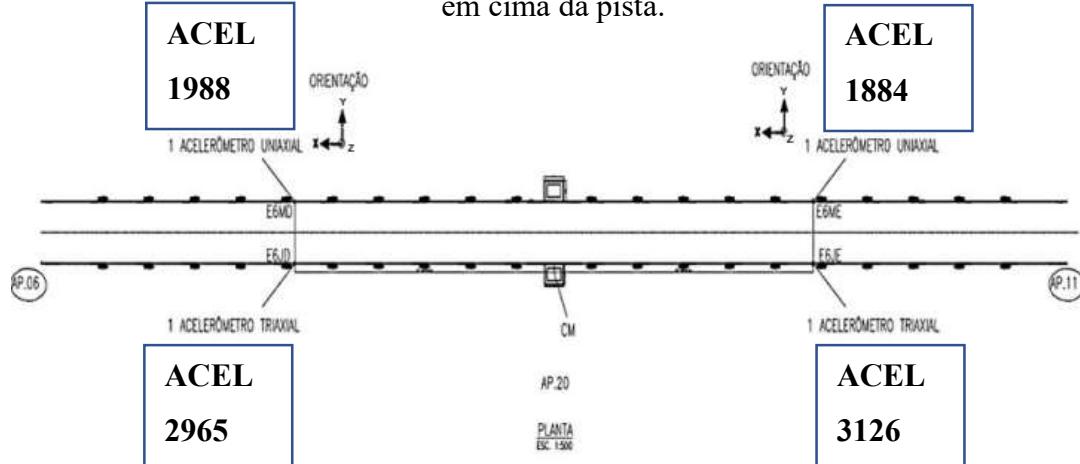


Fonte: Arquivos – LSE-Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Por último, foram instalados acelerômetros em pares nas bordas da pista, como mostra a Figura 4.11, para aferir a frequência da ponte durante a prova de carga dinâmica, de forma que a direção dos acelerômetros foi padronizada para que o eixo x represente o sentido longitudinal da ponte, o eixo y o transversal e o eixo z no sentido vertical. Já na

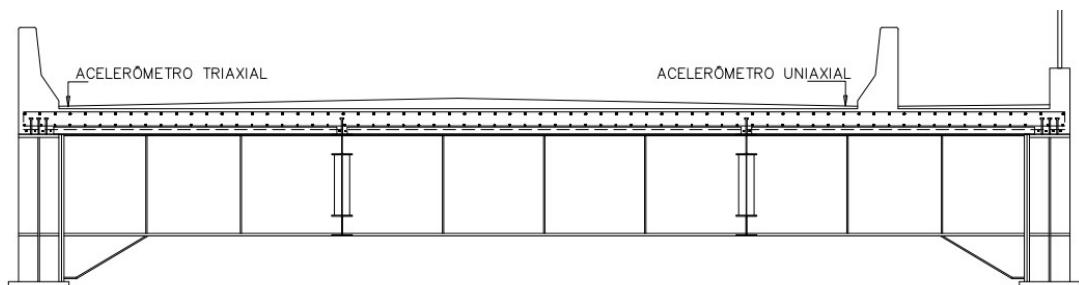
Figura 4.12 encontra-se especificada as posições dos acelerômetros na seção transversal do tabuleiro, estando os modelos utilizados para o teste mostrados na Figura 4.13.

Figura 4.11 – Planta baixa do trecho estaiado onde mostra a posição dos acelerômetros em cima da pista.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 4.12 – Seção transversal do trecho estaiado onde mostra a posição dos acelerômetros em cima da pista.

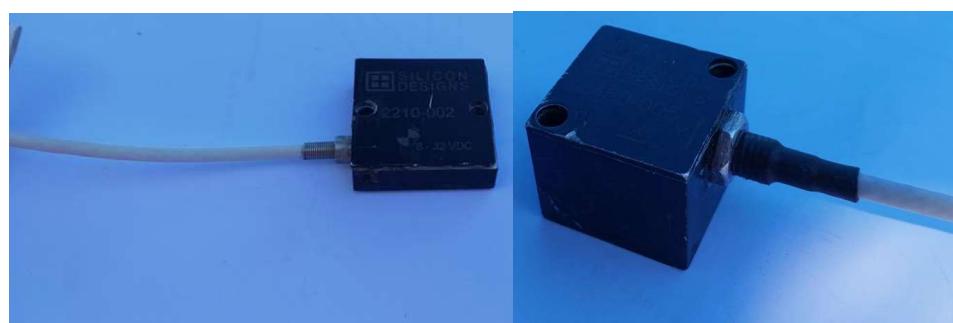


Fonte: Adaptado de SETRAN-PA (2020)

Figura 4.13 – Acelerômetro uniaxial (a) e triaxial (b)

(a)

(b)



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

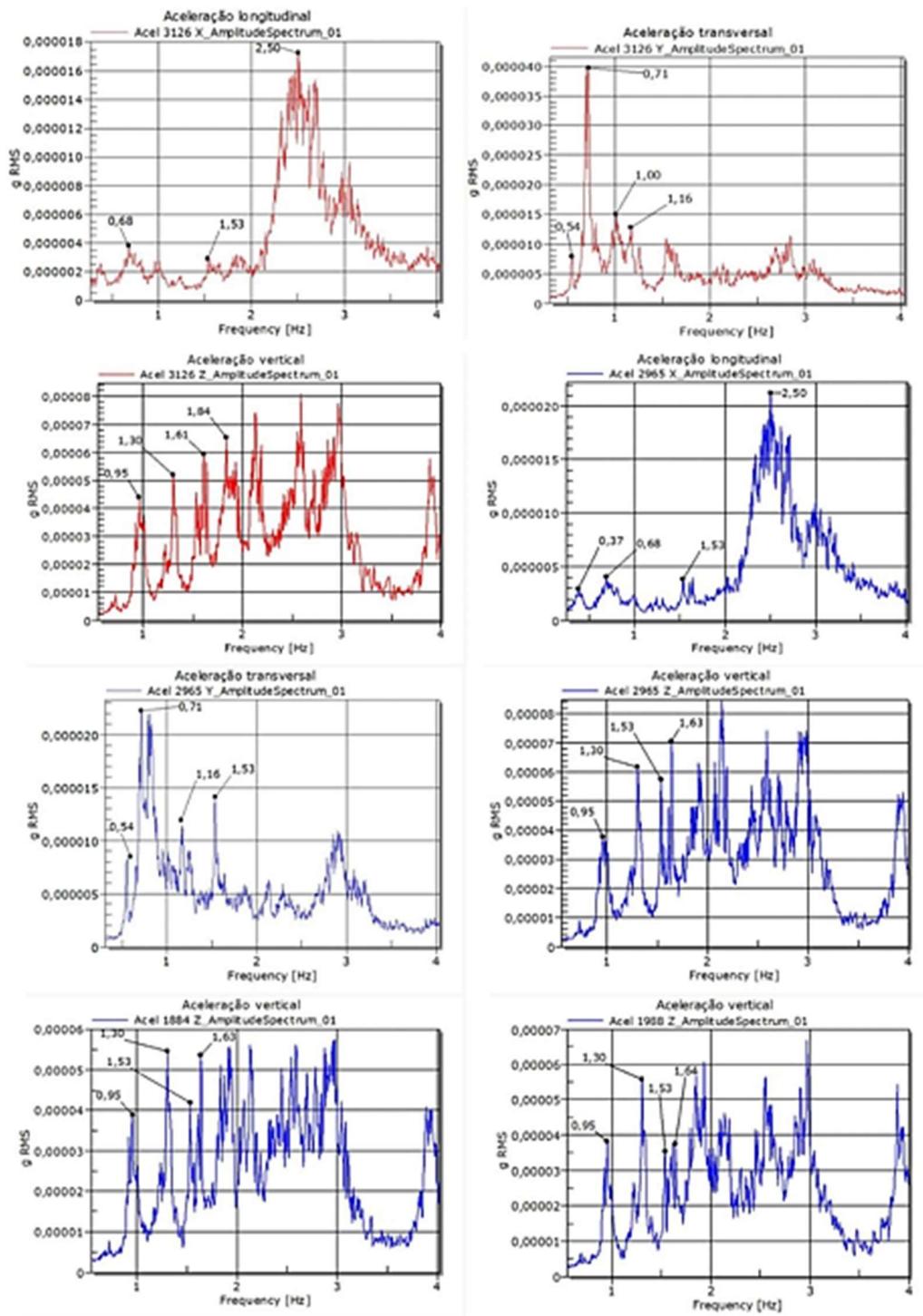
Logo, por meio do teste dinâmico, foram aquisitadas as acelerações pela central de monitoração instalada no mastro, cujos sinais foram filtrados através do *Fast Fourier Transform* (FFT), que segundo MORRETIN (2014), este filtro permite decompor sinais analógicos ou digitais em componentes de senos e cossenos por meio das características das frequências, além de possibilitar identificar e relacionar os picos de energia com suas respectivas frequências, com diferentes intensidades de energia.

A FFT se trata de um algoritmo eficiente para o processamento computacional de sinais, durante um período de tempo ou um espaço, e os divide em componentes de frequência. O processamento computacional é mais rápido, pois o número de operações complexas cai para  $2 \cdot N \log_2 N$ , no qual N é o número de amostras, isto causa uma redução significativa no tempo de processamento. (OLIVEIRA, 2018)

A teoria da Transformada de Fourier diz que qualquer sinal, periódico ou não, pode ser representado por uma série de senos que o compõe. Essa propriedade é de grande importância na análise dinâmica, pois permite identificar a influência de determinadas frequências na amplitude do sinal original.

Logo, foi utilizado o método FFT, nos instantes após a saída do caminhão da ponte, na qual a estrutura esteve em vibração livre, tendo sido realizado o tratamento dos dados e encontrados os seguintes espectros, conforme a Figura 4.14.

Figura 4.14 - Espectros das acelerações aquisitadas no tabuleiro durante os ensaios.



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratório de Sistemas Estruturais (2020)

## **5 Modelagem computacional**

Devido à grande complexidade das estruturas de pontes estaiadas, da relevância de muitos comportamentos não-lineares e do elevado número de etapas de análise, o modelo deve ser o mais simples possível para poupar capacidade de processamento. Para avaliação das etapas construtivas, esforços transversais à seção e pontos de concentração de tensões não costumam ser relevantes (ALMEIDA, 2017)

O comportamento de qualquer estrutura é influenciado por três fatores principais: a forma e as ligações dessa estrutura; os materiais de construção; e as forças, acelerações e deformações impostas. Tal comportamento é geralmente complexo para ser completamente representado num modelo teórico, sendo necessário representá-lo por um “esquema estrutural” simplificado, ou seja, por uma idealização que tenta representar, com o necessário grau de precisão, como a estrutura resiste às diversas ações. Este esquema estrutural, que pode apresentar diferentes níveis de complexidade, mostra como a estrutura transforma as ações em tensões e garante a estabilidade (TEIXEIRA, 2009).

Os detalhes do modelo, como o número de nós na malha, tipos de elementos, condição de contorno e a consideração dos graus de liberdade a serem utilizados definem o número de graus de liberdade da análise. Esse número muitas vezes é grande de modo que a precisão do método é proporcional a essa quantidade (LIPENER, 2018).

O esquema usado na análise estrutural é, habitualmente, um compromisso entre um que seja muito aproximado à realidade, mas demasiadamente complexo para os cálculos e outro mais fácil de calcular, mas afastado da realidade. Atenção especial deve ser dada às ligações e bases da estrutura no que se refere à definição das propriedades mecânicas de elementos como aparelhos de apoios e interações com o solo (TEIXEIRA, 2009).

### **5.1 Características dos materiais**

Incialmente, associam-se as características e os carregamentos ao qual a estrutura está submetida, a fim de se obter a resposta mais próxima com a realidade, o que será exposto e analisado a seguir.

### **5.1.1 Concreto e aço**

Para a elaboração do modelo numérico para a análise estrutural da ponte, foi realizado um levantamento dos materiais utilizados nestas para fornecer ao programa utilizado para a avaliação os dados básicos e necessários para a verificação das reações da ponte aos esforços aos quais é submetida. Portanto, foi utilizado o  $f_{ck}$  de projeto, de 45 MPa, com o módulo de elasticidade a ser calculado de acordo com a tabela 8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), para agregado de arenito, resultando em 24 GPa; uma vez que não havia sido realizados ensaios para a estimativa deste parâmetro, o  $f_{yk}$  e o módulo de elasticidade do aço das longarinas e transversinas utilizado de acordo com o especificado em projeto, assim como também para aço das cordoalhas dos cabos estais, dados retirados do catálogo da fabricante, sendo assim exposto na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Caracterização dos materiais.

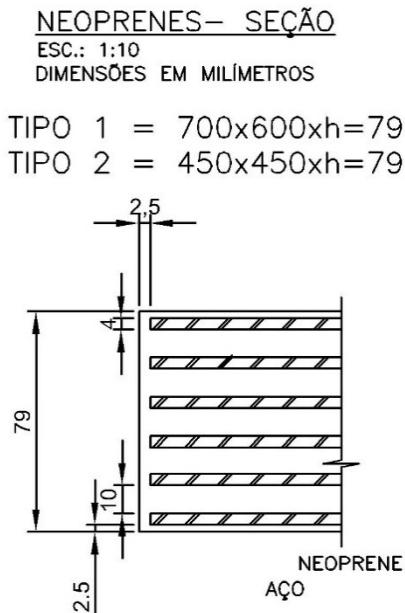
Material	$f_{ck}(MPa)$	$f_{yk}(MPa)$	$E(GPa)$
Concreto	45	-	24
Aço-Tabuleiro	-	250	200
Aço-Cordoalha	-	1862	195

Fonte: AUTOR (2023)

### **5.1.2 Aparelhos de apoio**

Existem dois tipos de aparelhos de apoio, o simples e o fretado, sendo este último o utilizado na Ponte União, como mostra a Figura 5.1, que é caracterizado por ser formado por placas de borrachas intercaladas com chapas de aço, que servem como cintamento, diminuindo as deformações normais.

Figura 5.1 – Características dos aparelhos de apoio de neoprene instalados na viga travessa inferior do mastro.



Fonte: Arquivos – SETRAN-PA (2019)

Para o cálculo da rigidez ao cisalhamento, foi utilizada a expressão proposta por PFEIL (1988), exposta na Equação 5.1, na qual encontrou-se o valor de 7636,10 kN/m. Já para a tensão admissível do elemento, adotou-se a tabela da norma alemã DIN 4141 (DIN, 2014), tendo sido calculado o valor de 15 MPa.

$$k_x = \frac{G \cdot a \cdot b}{n_c \cdot h_1} \quad \text{Equação 5.1}$$

onde,

$G = 1 \text{ MPa}$ , é o módulo de elasticidade transversal da lâmina de borracha;

$a$  é a menor dimensão do Neoprene;

$b$  é a maior dimensão do Neoprene;

$h_1$  é a espessura de uma camada da lâmina de borracha;

$n_c$  é o número de camadas da lâmina de borracha;

Já para a consideração do módulo de elasticidade à rotação, utilizou-se a Equação 5.2, da norma DIN 4141 (DIN, 2014), para a qual se obteve o valor de 77,30 MPa.

$$E_{i,r} = \left[ 0,0668 - 0,0216 \cdot \left( \frac{a}{b} \right) \right] \cdot G \cdot \left( \frac{a}{t} \right)^2 \quad \text{Equação 5.2}$$

onde,

$G = 1 \text{ MPa}$ , é o módulo de elasticidade transversal da lâmina de borracha;

$a$  é a menor dimensão do Neoprene;

$b$  é a maior dimensão do Neoprene;

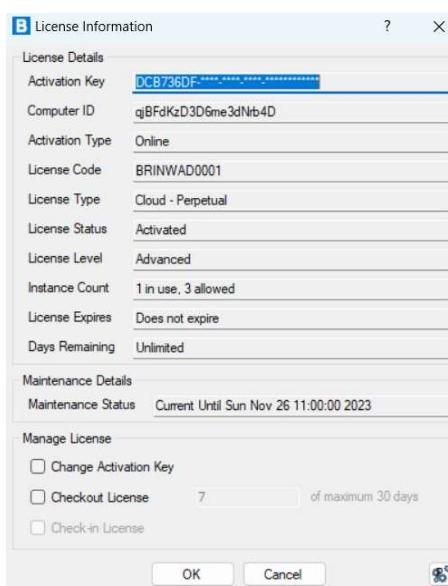
$t$  é a espessura de uma camada de da lâmina de borracha;

## 5.2 Características do modelo

Os softwares comerciais atualmente fornecem ferramentas para análises estruturais de pontes utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). É possível simular o comportamento estrutural em diferentes modelos compostos por elementos distintos como barras, superfícies e sólidos (universalmente conhecidos como *frames*, *shells* e *solids*), presentes nas bibliotecas desses programas. Os diferentes níveis de análises também são opções em muitos desses casos (TEIXEIRA, 2009).

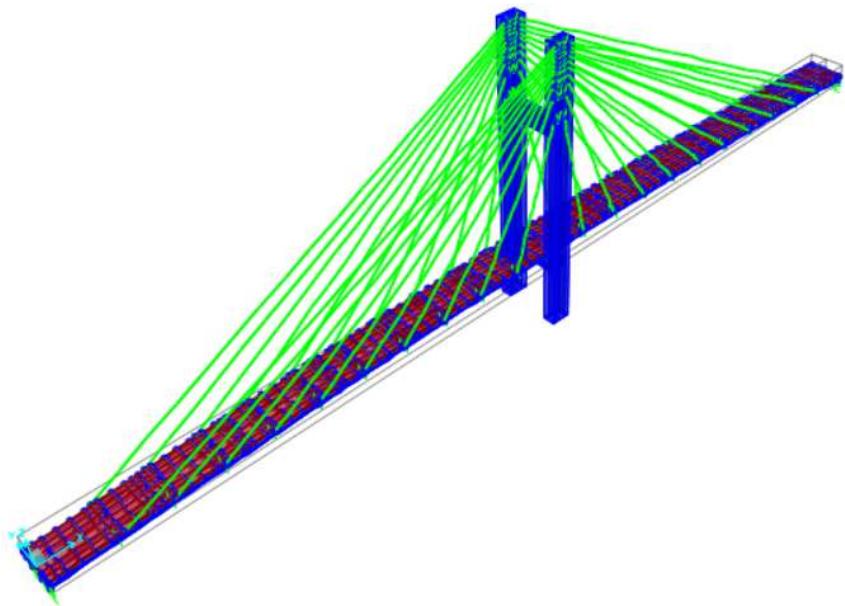
Portanto, para a representação desta ponte no modelo numérico, foi utilizado o software de elementos finitos CSIBridge v24, conforme a licença mostrada na Figura 5.2, a fim de se comparar os resultados teóricos com os experimentais encontrados na prova de carga. Sendo assim, o mastro da ponte foi modelado engastado na fundação como elementos de barras, assim como os estais e as longarinas e travessas, sendo estas últimas engastadas no mastro, conforme figuras 5.3 e 5.4.

Figura 5.2 – Licença utilizada do software CSIBridge V24, cedida pelo LSE.



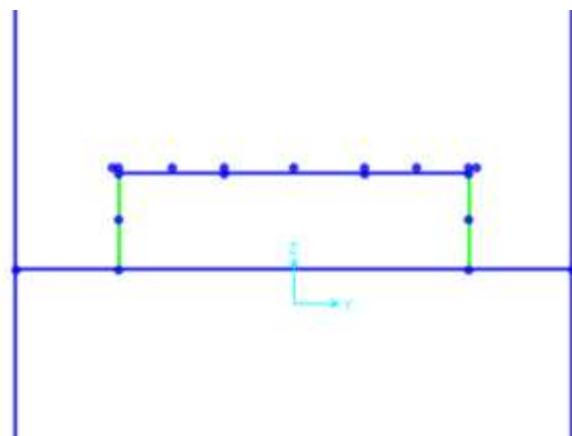
Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

Figura 5.3 – Vista 3D do modelo numérico.



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

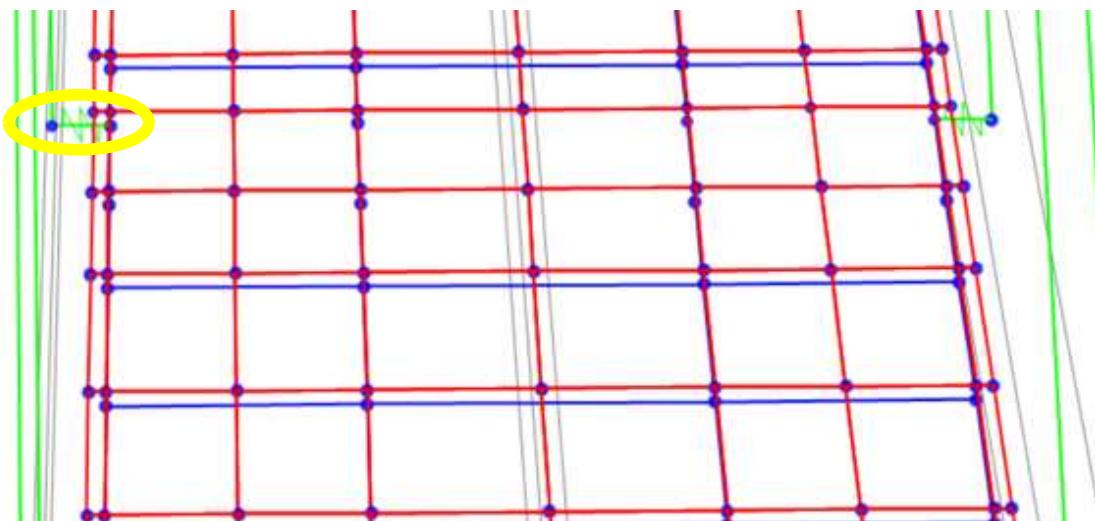
Figura 5.4 – Vista frontal do mastro no modelo numérico.



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

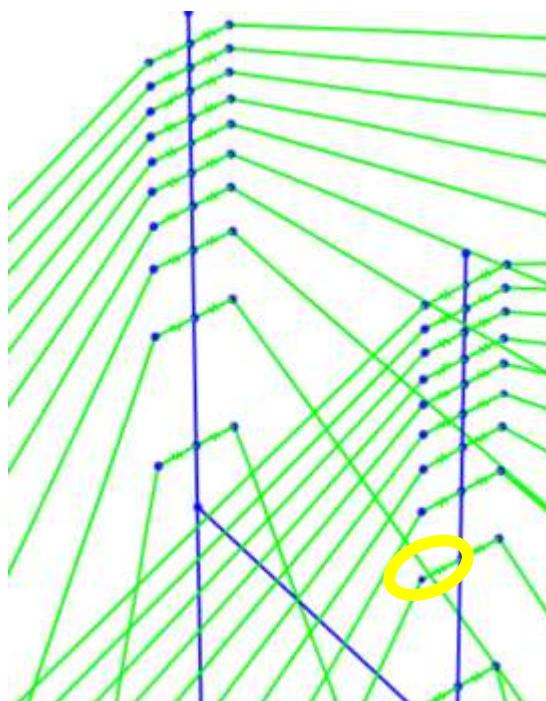
Os cabos estais foram conectados ao tabuleiro através de um vínculo rígido, que simula a transmissão de esforços de acordo com o projeto da ponte, uma vez que os cabos estão ancorados a 700 mm do eixo das longarinas externas, sendo necessário esse vínculo para ligar os cabos ao tabuleiro (Figura 5.5). Estes mesmos vínculos rígidos foram usados para ligar os cabos estais ao centróide da seção transversal do mastro, nas ancoragens superiores. (Figura 5.6).

Figura 5.5 – Vínculo de ligação do estai ao tabuleiro, destacado em amarelo.



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

Figura 5.6 – Vínculo de ligação do estai ao mastro, destacado em amarelo.

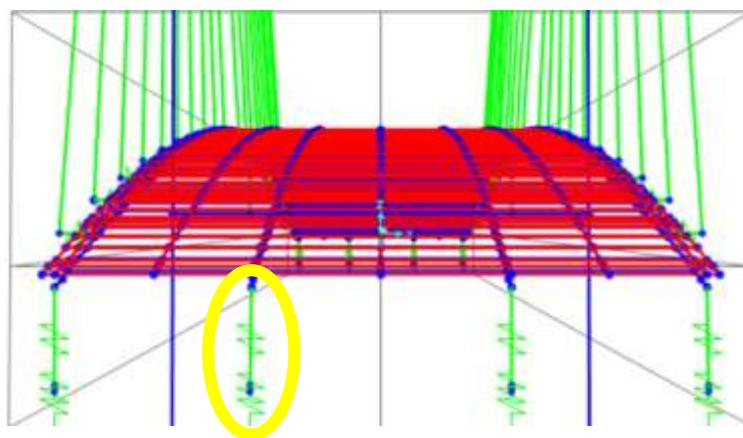


Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

Já o tabuleiro foi modelado como elemento de casca, que é uma formulação de três ou quatro nós que combina, separadamente, o comportamento de membrana e de placa flexionada (MORAES NETO, 2007), cujos conectores de ligação entre a laje de concreto armado e as vigas metálicas foram simulados através da função *constraints*, que é usado para impor certas restrições de comportamento no elemento ou conectar partes diferentes

e impor certos tipos de condições de simetria, sendo a superestrutura engastada à viga travessa inferior pelos aparelhos de apoio travessa, que foram modelados como vínculos de rigidez com os valores calculados e demonstrados no item 4.3.1.2, como mostra a Figura 5.7. A modelação desta estrutura foi feita de acordo com os projetos fornecidos pela SETRAN-PA, proprietária da obra, bem como de seus materiais utilizados, como exposto anteriormente. Na Tabela 5.2, estão demonstrados os carregamentos permanentes que foram considerados na estrutura.

Figura 5.7 – Vínculo de ligação dos apoios nos encontros.



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

Tabela 5.2 – Cargas permanentes do modelo

CARREGAMENTO PERMANENTE	VALOR	UNIDADE
GUARDA CORPO	3,1	kN/m
GUARDA RODA ESQUERDO	5,25	kN/m
GUARDA RODA DIREITO	5,25	kN/m
PAVIMENTO	1,5	kN/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor (2023)

Atualmente, o método mais utilizado para a análise de pontes estaiadas é o método dos elementos finitos, o qual fornece uma idealização conveniente da estrutura e é particularmente eficaz quando utilizado em análises computacionais. Entre as vantagens da utilização deste método estão a capacidade de representação de estruturas com geometrias complexas, a possibilidade de consideração de todos os aspectos não lineares

inerentes a esta tipologia de obra de arte especial, incluindo a consideração dos diferentes modelos constitutivos para os materiais e a possibilidade de realização de uma análise dinâmica em profundidade. (LAZZARI, 2020)

Na etapa de projeto, a análise estática e dinâmica de pontes estaiadas pode ser realizada ao longo das suas fases construtivas com o uso de modelos parciais em elementos finitos. Neste contexto, dois métodos de análise computacional podem ser utilizados: os processos de montagem (*forward analysis*). (WANG *et al.*, 2004)

No processo de montagem (*forward analysis*), a análise das estruturas parciais é realizada conforme a sequência real de construção da ponte, sendo os carregamentos aplicados no sentido correto. Ao longo das simulações numéricas, é possível armazenar os resultados de tensões, deformações e as configurações deformadas correspondentes às análises anteriores, as quais são atualizadas com a adição de cada trecho subsequente. Desta forma, pode-se prever a evolução das tensões e deformações nos estais, pilone e tabuleiro; e os deslocamentos previstos ao longo da construção da estrutura (KIM *et al.*, 2017).

### **5.3 Análise dos resultados**

#### **5.3.1 Análise não-linear de pontes estaiadas**

Quando uma estrutura é submetida a um determinado carregamento, a mesma sofre deslocamentos em seus nós, e em decorrência disto, novos esforços podem surgir. Quando esse deslocamento é pequeno, esses esforços adicionais são irrelevantes. No caso de estruturas esbeltas, os deslocamentos decorrentes do carregamento são consideráveis, podendo gerar esforços de segunda ordem nos elementos. Desta forma, torna-se importante a realização de uma análise não linear, em que a matriz de rigidez geométrica de cada elemento deve ser alterada de forma iterativa, sendo dependente do carregamento aplicado e da variação dos deslocamentos dos nós da estrutura. (LAZZARI, 2020)

Nas estruturas de pontes estaiadas, a consideração desses efeitos é fundamental. Normalmente, as peças que formam a estrutura apresentam altos índices de esbeltez, podendo apresentar grandes deslocamentos em serviço, especialmente no caso dos mastros. Esses deslocamentos geram efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica), que são amplificados pela redução da rigidez dos pilares de concreto do mastro devido à fissuração (não linearidade física). (ALMEIDA, 2017)

Ainda, segundo GRANATA (2012), destacam-se as seguintes não linearidades: o efeito da catenária dos estais, conforme já abordado no tópico referente ao módulo de Dischinger, uma vez que os cabos não possuem rigidez à flexão. Ainda, há o comportamento viga-coluna do tabuleiro, que ocorre devido à adição de esforços compressivos provenientes da protensão dos cabos estais (efeito P-delta).

Segundo, também há efeito de grandes deslocamentos nos elementos estruturais, pois os processos de execução de pontes estaiadas produzem constantes alterações geométricas e conduzem ao surgimento de esforços causados pelos efeitos de excentricidades nos elementos sujeitos a solicitações de compressão. Este fato pode ser observado especialmente nos mastros, cujos efeitos de segunda ordem podem ser amplificados caso ocorra a redução de rigidez do elemento devido à fissuração.

Ademais, ressalta-se o efeito interativo entre o conjunto tabuleiro-estais-pilone, pois em função da geometria e das conexões entre os membros estruturais que compõem as pontes estaiadas, o comportamento estrutural local de cada membro afeta diretamente o comportamento dos membros vizinhos. Ou seja, existe uma interdependência dos esforços entre cada um destes elementos estruturais (KIM *et al*, 2017). Vale ressaltar que a análise não linear é realizada no software CSIBridge V24 de forma iterativa, através do processo P-delta.

Logo, para simular a prova de carga estática, primeiro foi realizada uma análise não-linear de equilíbrio estático método pseudo estático (*multi-step static analysis*), com o comboio de 16 caminhões utilizada na prova estática, com a discretização do carregamento a cada 0,1 s, com os caminhões passando no tabuleiro a uma velocidade média de 1,39 m/s ( $\approx 5$  km/h). Sendo assim, para a análise não linear da ponte, foi utilizado o método Newton-Raphson.

Em seguida, utilizou-se do método de carga móvel (*Moving load*) para simular o trem tipo TB-45, proposto pela norma NBR 7187 (ABNT, 2013), a fim de verificar se os esforços induzidos na ponte pelo comboio experimental estão de acordo aos verificados pelos critérios normativos

### 5.3.1.1 Forças nos cabos

A partir do modelo, foram inseridos os valores medidos em cada cabo estai, nas condições iniciais do ensaio, anterior à entrada dos caminhões na ponte. Tal parâmetro foi escolhido para ser utilizado como base de entrada de dados na ferramenta LoadOptimizer,

do CSIBridge, que necessita de dados de entrada, que é a descrição dos cabos, nos quais é introduzido um pré-alongamento inicial e também o efeito da catenária do cabo estai devido à deformação deste pelo peso próprio, conforme anteriormente explanado, e os objetivos a serem alcançados, que são as forças conhecidas antes do início da prova de carga, para a análise de forma iterativa da melhor resposta computacional da ponte para os parâmetros adotados, uma vez que o programa analisa várias respostas possíveis para o problema, até encontrar a solução ótima.

Em suma, o LoadOptimizer pode ser caracterizado por ser um “programa utilizado para determinação do melhor conjunto de forças para atingir determinados objetivos. Os carregamentos a serem otimizados podem ser aplicados em qualquer caso de carregamento estático, que pode ser linear, não linear ou de etapas construtivas. Os objetivos podem ser deslocamentos nos nós, esforços em elementos ou reações de apoio. Os resultados dessa análise são fatores de escala para os carregamentos aplicados” (CSI LOAD OPTIMIZER, 2011)

Sendo assim, encontram-se expostos na Tabela 5.3, os valores das forças medidas nos cabos estais de acordo com o modelo e a máxima medida pelas células de carga instaladas nestes, anterior à prova de carga. Na última coluna da tabela encontra-se a relação entre a força experimental (célula de carga) e a teórica (modelo numérico).

Tabela 5.3 – Demonstrativo das forças medidas nos cabos estais experimental e teoricamente.

CABO ESTAI	FORÇA MEDIDA NA CÉLULA DE CARGA (kN)	FORÇA MEDIDA NO MODELO (kN)	RELAÇÃO EXPERIMENTAL/TEÓRICA
E1MD	800,18	800,45	0,9997
E1JD	693,93	694,06	0,9998
E1ME	770,49	770,19	1,0004
E1JE	731,65	731,39	1,0004
E2MD	823,75	824,03	0,9997
E2JD	958,49	958,63	0,9999
E2ME	838,36	837,68	1,0008
E2JE	777,27	776,83	1,0006
E3MD	913,36	913,47	0,9999
E3JD	775,77	775,8	1,0000
E3ME	954,37	953,54	1,0009
E3JE	818,07	817,47	1,0007
E4MD	974,14	974,06	1,0001
E4JD	1009,37	1009,21	1,0002
E4ME	1051,88	1050,9	1,0009
E4JE	937,51	936,66	1,0009
E5MD	888,90	888,66	1,0003
E5JD	1059,24	1059,00	1,0002
E5ME	912,23	911,77	1,0005
E5JE	912,23	911,67	1,0006
E6MD	1276,29	1275,99	1,0002
E6JD	1075,32	1075,1	1,0002
E6ME	1063,49	1063,41	1,0001
E6JE	1168,09	1167,81	1,0002
E7MD	1312,73	1312,39	1,0003
E7JD	1334,54	1334,33	1,0002
E7ME	1389,10	1389,21	0,9999
E7JE	1465,23	1465,1	1,0001
E8MD	1416,78	1416,5	1,0002
E8JD	1499,23	1499,05	1,0001
E8ME	1599,00	1599,07	1,0000
E8JE	1615,34	1615,24	1,0001
E9MD	1720,49	1720,1	1,0002
E9JD	1621,95	1621,68	1,0002
E9ME	1930,62	1930,54	1,0000
E9JE	1873,55	1873,34	1,0001
E10MD	1804,61	1804,2	1,0002
E10JD	1578,10	1577,7	1,0003
E10ME	1830,26	1830,06	1,0001
E10JE	1859,30	1859,05	1,0001

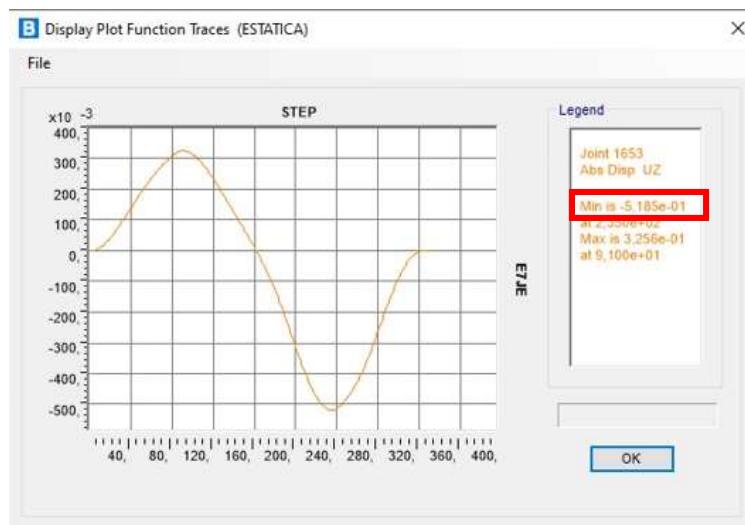
### 5.3.1.2 Deslocamentos

Conforme explicado anteriormente, durante a prova de carga foram realizadas leituras topográficas por meio do uso de uma estação total, para a medição do deslocamento ocasionado pela deformação das longarinas principais, conforme já explanado no item 4.2.1.

Logo, foram realizadas dois tipos de análise dos deslocamentos, uma para o caso do comboio experimental e a outra para o trem tipo TB-45, ambas considerando a matriz de rigidez da ponte modelada pelo caso *nonlinear staged construction*, o qual simula a modelagem da ponte de acordo com suas fases de construção, diminuindo assim as incertezas quanto ao processamento dos dados do programa em relação ao método experimental.

Sendo assim, foi utilizado o método *multistep static* para as verificações dos deslocamentos devido ao comboio experimental, uma vez que este simula a passagem dos caminhões por passos a determinada velocidade, com discretização de dados a cada 0,1s, cujo valor foi adotado devido ao tempo de processamento que uma discretização maior demandaria para análise. Então, para este, o deslocamento medido para o caso experimental foi de 519 mm (Figura 5.8), enquanto que o valor para o caso do trem tipo TB-45 foi de 489 mm (Figura 5.9), sendo que o deslocamento experimental encontrado foi de 432 mm, conforme demonstrado no comportamento do greide exposto na Figura 4.4, além do comparaivo demonstrado na Tabela 5.4.

Figura 5.8 – Deslocamento teórico encontrado no modelo numérico – Caso linear.



Fonte: CSIBridge V24 (2023)

Figura 5.9 – Deslocamento teórico encontrado no modelo numérico – Caso não-linear.

Joint Displacements			X
Joint Object	1653	Joint Element	1653
	1	2	3
Trans	-0,06349	0,00468	-0,48914
Rotn	0,01389	0,00454	-9,491E-04

Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

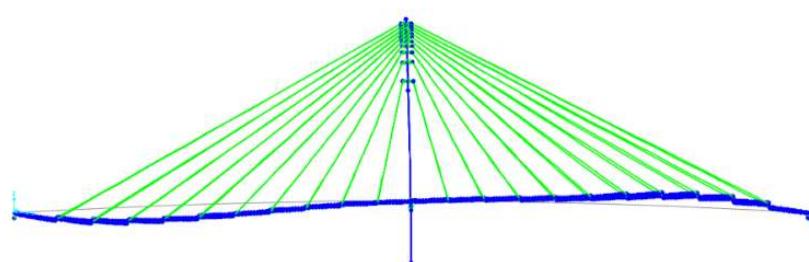
Tabela 5.4 – Demonstrativo dos deslocamentos medidas nas vigas longarinas principais experimental e teoricamente.

Deslocamento estai 7JE (mm)		
Experimental	Teórico-TB-45.	Teórico-Comboio experimental
432	489	519

Fonte: Autor (2023)

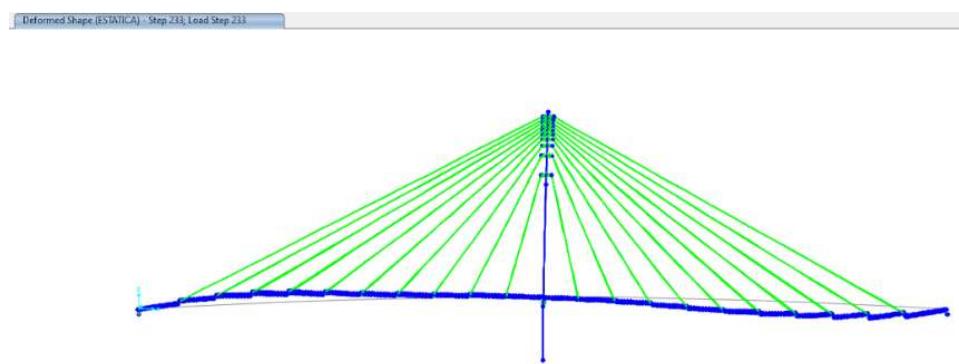
Por fim, encontra-se exposta na Figura 5.10 a estrutura deformada da ponte para o momento de maior deflexão na margem direita e na Figura 5.11 para a margem esquerda.

Figura 5.10 – Estrutura deformada para a maior deflexão – Margem direita



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

Figura 5.11 – Estrutura deformada para a maior deflexão – Margem esquerda



Fonte: CSI BridgeV24 (2023)

#### 5.3.1.2.1 Análise dos deslocamentos limites

Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica acerca das normas nacionais e internacionais sobre as flechas aceitáveis para o projeto. Logo, observou-se que para os casos analisados, o parâmetro relevante é o vão da ponte ( $L$ ), explicitando pela equação  $w(L) = \frac{L}{n}$ , onde  $w$  é a flecha em função do vão  $L$  e  $n$  é o coeficiente adotado por cada norma, que pode variar entre 300 até 1400, por exemplo. Sendo assim, encontram-se dispostas na Tabela 5.5 as formulações propostas pelas normas nacionais NBR 7187 (ABNT, 2013) e NBR 16694 (ABNT, 2020), e internacionais AASHTO LRFD (2017), CSA-S6-06 (2016), AS 5100.2 (2017) e a Korean Bridge Design Code (2015), sendo esta última a única que especifica o vão de uma ponte estaiada.

Tabela 5.5 – Limites de flechas para cargas móveis em função do vão.

Norma	Limite de flecha de carga móvel	Flecha para o vão da Ponte União L=134000 mm
NBR 7187:2003	L/350	382,9
NBR 16694:2020	L/800	167,5
AASHTO LRFD-8 (Americana)	L/800	167,5
CAN/CSA-S6-06 (Canadá)	L/600	223,3
AS 5100.2 (Austrália)	L/600	223,3
Korean Bridge Design Code (COREANA)	L/400	335

Fonte: Autor (2023)

Sendo assim, ao se considerar com coeficiente de combinação de 0,5, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), associando a um coeficiente de amplificação dinâmica de 1,1 com a flecha medida devido ao carregamento do trem tipo TB-45, encontra-se, segundo a Equação 5.3.1.2.1.1:

$$\delta_{máx} = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 489 = 269mm \quad \text{Equação 5.3.1.2.1.1}$$

Logo, de acordo com o valor da flecha máxima, verificou-se que esta atende às normas NBR 7187 (ABNT, 2003) e a Korean Bridge Design Code (2015), norma coreana para pontes estaiadas, demonstrando assim o grau de conservadorismo das demais normas utilizadas de referência.

### 5.3.2 Análise modal

Através da análise modal, é possível determinar as características de vibração de uma estrutura, tais como as frequências naturais e os seus respectivos modos de vibração. Estes parâmetros são importantes para o projeto de estruturas submetidas a cargas

dinâmicas, podendo servir como ponto de partida para a realização de análises mais detalhadas, como as análises transientes, harmônicas ou espectrais. (LAZZARI, 2020)

Segundo TEIXEIRA (2010), “os modos de vibração podem ser utilizados posteriormente como base para uma superposição modal, nos casos de análise para um *response-spectrum* (ou espectro da resposta), que relaciona as características dinâmicas da estrutura, definida pela frequência própria e pelo coeficiente de amortecimento com o pico da resposta da estrutura para aquela ação.

Poderia ser feita uma *modal time-history*, um passo a passo da resposta dinâmica da estrutura, devido a um carregamento específico que pode variar com o tempo. Pode ser feita por integração numérica ou superposição modal (LIMA, 2013)

Logo, vale ressaltar que a análise modal é sempre linear, podendo ser baseada na rigidez de uma estrutura não carregada ou sobre a rigidez de uma estrutura após realizada uma análise não-linear, que é comum em casos de modelagem de pontes estaiadas. À luz do exposto, ressalta-se que a análise modal é realizada através de dois métodos: *Eigenvector* (Autovalor e Autovetor), que determina os modos de vibrações livres, não amortecidas e as frequências do sistema; e o *Ritz-vector*, que leva em consideração a distribuição espacial do carregamento dinâmico.

Sendo assim, por se tratar de uma análise de uma ponte em vibração livre, uma vez que os sinais de aceleração foram processados após as saídas dos caminhões do tabuleiro, foi-se utilizado o método Eigenvector, como mostra a seguir o estudo dos modos de vibração de acordo com as frequências aquisitadas bem como os posicionamentos dos acelerômetros.

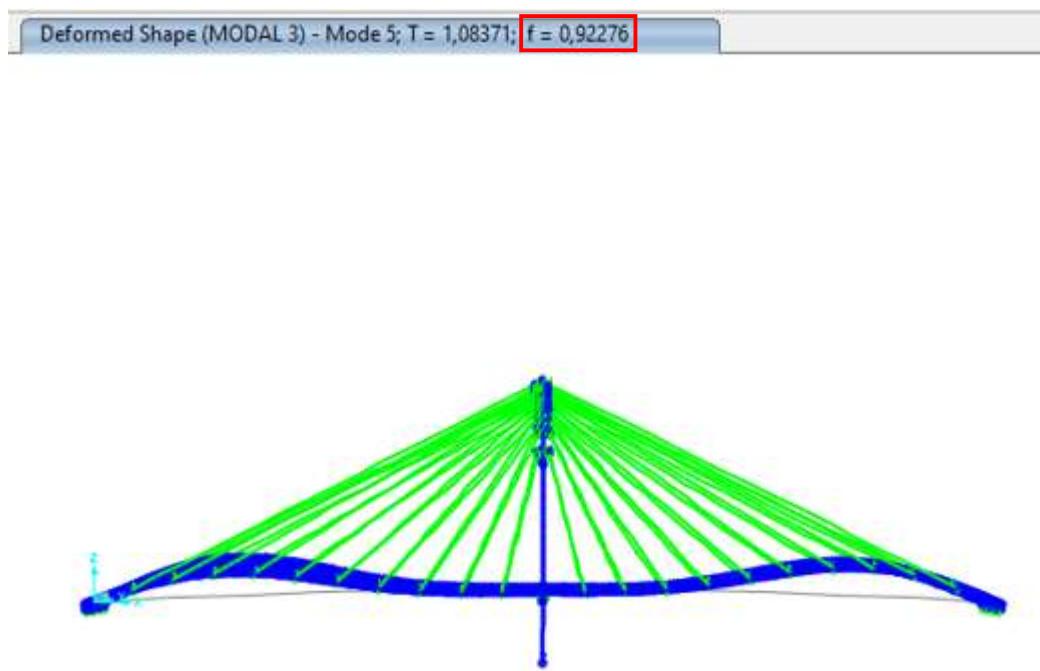
### **5.3.2.1 Modos de vibração**

Em relação às frequências naturais encontradas pelo modelo, foram escolhidos 4 de modos de vibração de interesse, de acordo com valores das frequências medidas pela instrumentação instalada para a prova de carga, de acordo com os espectros realizados com os dados aquisitados pelos acelerômetros instalados na pista e no mastro. Ressalta-se que a análise foi realizada em cima das frequências fornecidas após o processamento de dados do teste.

### 5.3.2.1.1 Flexão do tabuleiro

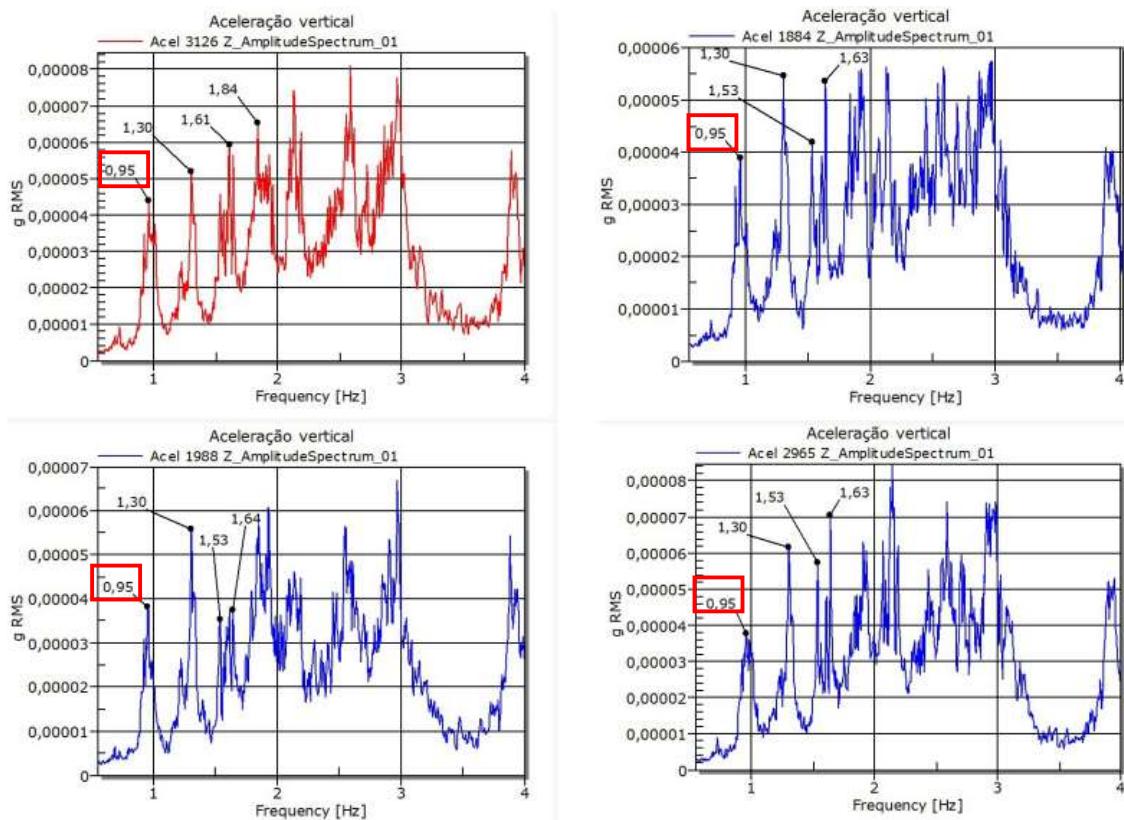
O primeiro modo de vibração analisado foi o de flexão do tabuleiro, conforme mostrado na Figura 5.12. Logo, verificou-se que os 4 acelerômetros instalados no tabuleiro da ponte na direção vertical (Z), aquisitaram o sinal à uma frequência de 0,95 Hz, que demonstra que os sinais dos sensores triaxiais foram filtrados pelos uniaxiais instalados no lado oposto do tabuleiro, estando assim acima da frequência verificada para o mesmo modo no modelo, de 0,92 Hz, conforme também destacado na Figura 5.13.

Figura 5.12 – Modo flexão do tabuleiro da ponte.



Fonte: CSIBridge V24 (2023)

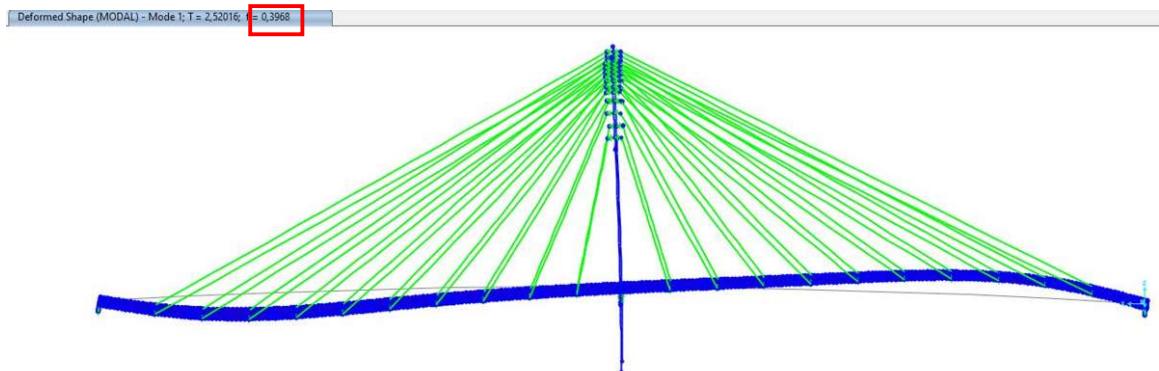
Figura 5.13 – Espectros das frequências em Z, modo de flexão do tabuleiro



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratórios de Sistemas Estruturais (2020)

Ainda, vale citar o trabalho de MOTA *et al.* (2021), o qual estimou o primeiro modo de vibração em 0,41 Hz. No entanto, ao analisá-lo, verifica-se que a flexão do tabuleiro ocorre devido à flexão do mastro, como mostra a Figura 5.14, não sendo este, portanto, o primeiro modo de vibração vertical, como é mostrado na Figura 5.12 acima e normalmente utilizado nas formulações a serem analisadas no item 5.3.2.2, que o estimam em função do vão.

Figura 5.14 – Modo flexão do mastro da ponte.

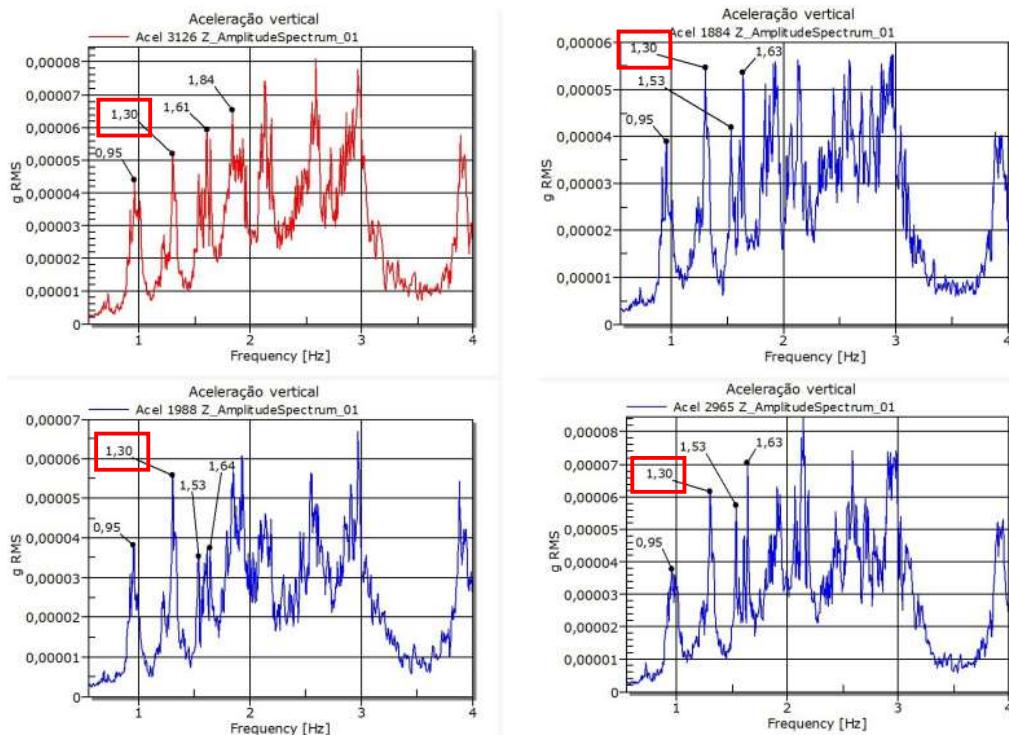


Fonte: CSIBridge V24 (2023)

### 5.3.2.1.2 Flexão do tabuleiro e do mastro

Ainda, verificou-se o mesmo padrão para o segundo modo de flexão do tabuleiro e do mastro, para o qual as frequências aquisitadas durante a prova de carga se repetiram para os 4 acelerômetros na direção vertical (Z), de 1,30 Hz conforme destacado na Figura 5.15, tendo sido a frequência teórica do modelo igual a 1,24 Hz, conforme a Figura 5.16.

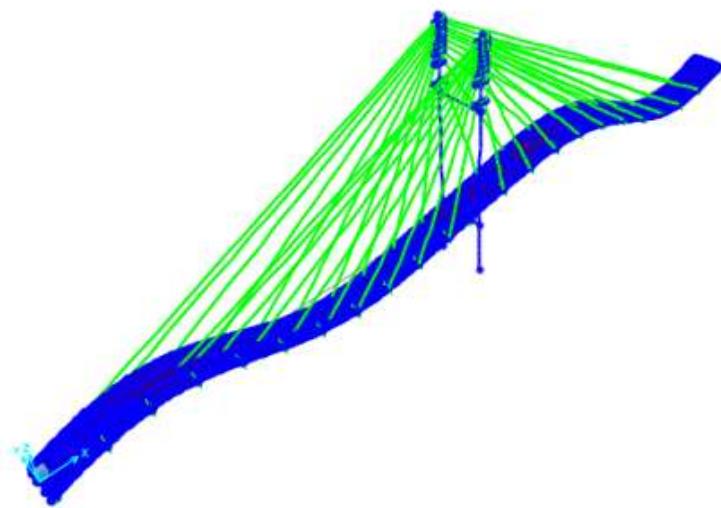
Figura 5.15 – Espectros das frequências em Z, modo de flexão do tabuleiro



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratórios de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 5.16 – Modo de flexão do tabuleiro e do mastro da ponte.

Deformed Shape (MODAL 3) - Mode 7; T = 0,80789 f = 1,2378

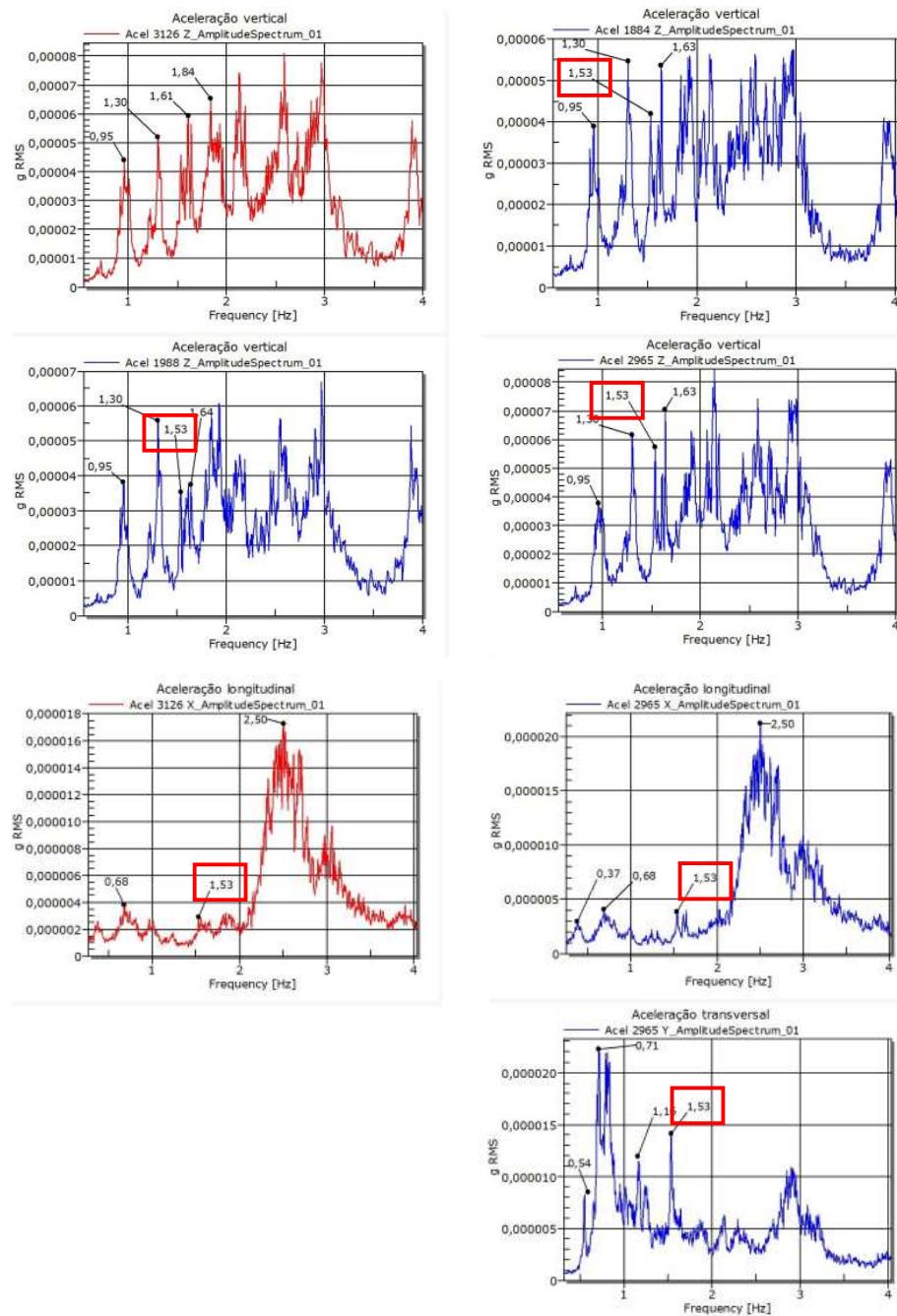


Fonte: CSIBridge V24 (2023)

### 5.3.2.1.3 Flexo-torção do tabuleiro

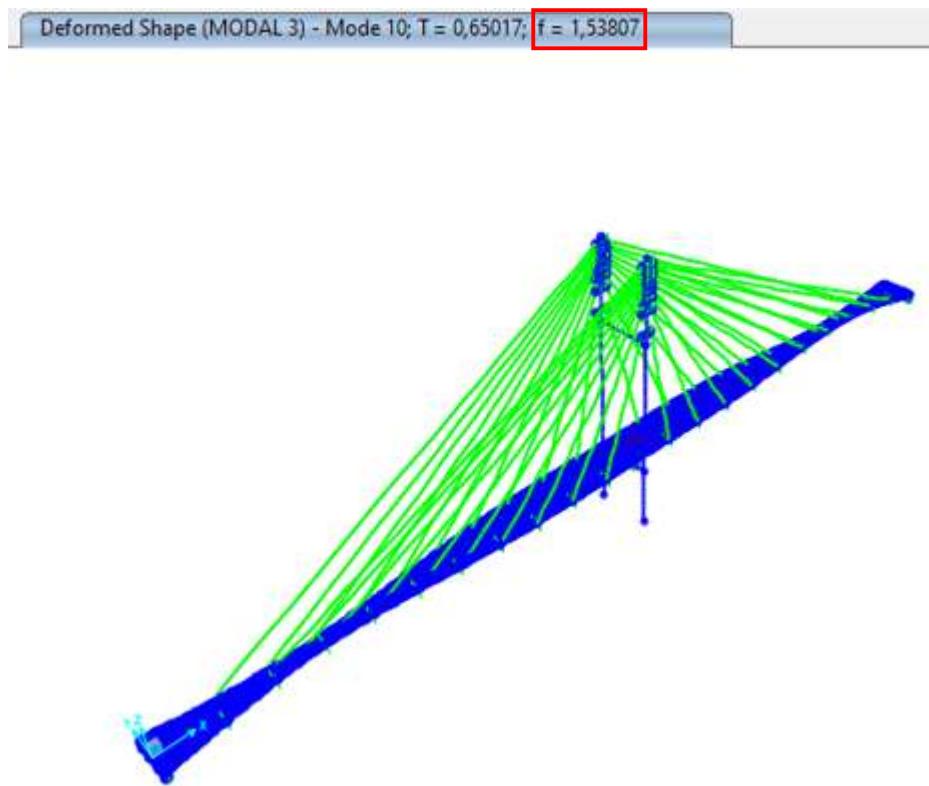
Por último, mesmo padrão se repetiu para o segundo modo de flexo-torção do tabuleiro, para o qual as frequências aquisitadas durante a prova de carga se repetiram para os 4 acelerômetros, em todas as direções, de 1,53 Hz conforme destacado na Figura 5.17, tendo sido a frequência téorica do modelo igual a 1,54 Hz, conforme a Figura 5.18

Figura 5.17 – Espectros das frequências, modo de flexo-torção do tabuleiro



Fonte: Arquivos – LSE – Laboratórios de Sistemas Estruturais (2020)

Figura 5.18 - Modo de flexo-torção do tabuleiro da ponte.



Fonte: CSIBridge V24 (2023)

Na Tabela 5.7 há o comparativo entre os valores encontrados experimental e teoricamente, onde se é feito uma análise da relação entre estes, relacionando o valor encontrado experimentalmente com o valor teórico.

Tabela 5.6 – Comparativo entre as frequências naturais experimental e teoricamente.

Frequências naturais da estrutura				
Item	Modo	Exp (Hz)	Teo(Hz)	Exp/Teo
1	Flexão do tabuleiro	0,95	0,92	1,03
2	Flexão tabuleiro e mastro	1,3	1,24	1,05
3	Flexo-torção tabuleiro	1,53	1,54	0,99

Fonte: AUTOR (2023)

### 5.3.2.2 Frequências de vibração

Para a verificação quanto às frequências teóricas de vibração, inicialmente considerou-se a Equação 5.3.2.2.1, proposta por CANTIENI (1983), que também relaciona o vão ( $L$ ) com a primeira frequência flexão no plano principal do tabuleiro ( $f_0$ ).

$$f_0 = 95,4 \cdot L^{-0,933} \quad \text{Equação 5.3.2.2.1}$$

Seguindo, utilizou-se a formulação proposta por ASTUDILLO (1990), *apud* PENNER (2001), segundo a Equação 5.3.2.2.2.

$$f = 79,66 \cdot L^{-0,892} \quad \text{Equação 5.3.2.2.2}$$

Também encontrou-se a Equação 5.3.2.2.3., proposta por TILLY (1986) *apud* PAULTRE (1992).

$$f_0 = 82 \cdot L_{\max}^{-0,9} \quad \text{Equação 5.3.2.2.3}$$

Ainda, segundo PENNER (2001), outros laboratórios com grande experiência em ensaios dinâmicos em pontes, como o EMPA na Suíça, sistematizaram seus resultados de mais de 100 pontes na Equação 5.3.2.2.4.

$$f = 90,6 \cdot L^{-0,923} \quad \text{Equação 5.3.2.2.4}$$

Logo, reitera-se que para as formulações propostas acima, foram realizados centenas de ensaios em pontes, encontrando-se disposto na Tabela 5.8 os valores encontrados para cada formulação bem como o valor encontrado pelo modelo numérico para a primeira frequência natural vertical, segundo o vão máixmo de projeto de 134 m, e a frequência experimental aquisitada, que comprova uma boa aderência com o resultado experimental do primeiro modo de flexão do tabuleiro no plano principal.

Tabela 5.7 – Comparativo entre as frequências naturais.

Autor	Frequência analítica (Hz)	Frequência computacional (Hz)	Frequência experimental (Hz)
CANTIENI (1983)	0,99	0,92	0,95
ASTUDILLO (1990)	1,01	0,92	0,95
TILLY(1986)	1,00	0,92	0,95
EMPA	0,99	0,92	0,95

Fonte: AUTOR (2023)

## 6 Conclusão

Portanto, para elaboração deste trabalho, foram utilizados dados aquisitados durante a construção e teste de carga da ponte, para calibrar o modelo com as forças medidas no momento anterior ao início do ensaio, com a estrutura em repouso, que denota que os resultados obtidos pela modelagem provenientes dessa matriz de rigidez simulam um modelo mais próximo da realidade, pelo uso da ferramenta *Load Optimizer*, que permite que se chegue a uma solução ótima para o problema proposto.

Além disso, concluiu-se dessa investigação que, quanto à análise do deslocamento, a flecha estimada pelo modelo para o carregamento utilizado para o ensaio da prova de carga da ponte encontra-se 30 mm maior que a prevista para o caso de carregamento pelo TB 45, que mostra que a ponte foi submetida à uma deflexão cerca de 6% maior, o que comprova que a estrutura foi carregada com uma carga maior que a prevista em norma. Ainda, verificou-se que a flecha experimental ocorrida durante o ensaio foi menor que as estimadas teoricamente, atendendo inclusive às normas brasileira e coreana para ponte estaiada.

Já ao analisar as frequências naturais da estrutura, excitadas através das passagens dos caminhões durante a prova de carga dinâmica, percebe-se que, em suma, as frequências experimentais são maiores que as frequências teóricas, o que indica um bom desempenho da estrutura, uma vez que quando essa relação entre os resultados encontrados experimental e teoricamente é maior que 1, demonstra a integridade da ponte, já que a rigidez da estrutura é maior que aquela prevista no modelo numérico.

Por último, foi realizada uma análise quanto à frequência teórica para o primeiro modo de vibração vertical, na qual verificou-se que a primeira estimada pelos autores variou entre 0,99 Hz e 1,01 Hz, o que mostra uma coerência nas formulações propostas que utilizam como parâmetro o vão da ponte, bem como mostram-se próximas às aquisitadas experimentalmente, 0,95 Hz, e a estimada pelo modelo teórico, 0,92 Hz, comprovando que tanto o ensaio quanto o modelo demonstram resultados próximos e satisfatórios ao esperado para um vão de 134 m, além de certificar que o primeiro modo de interesse é de fato o que ocorre flexão apenas no tabuleiro.

Então, ao discorrer sobre todos os parâmetros acima citados, pode-se concluir que a Ponte União sobre o Rio Moju passou na verificação de segurança em todas as questões levantadas para este trabalho, onde foi-se utilizado o software de elementos finitos CSIBridge V24 para a elaboração do modelo numérico, que foi baseado nos projetos as

built fornecidos pela SETRAN-PA e nos dados de aquisição durante a prova de carga fornecidos pelo LSE e PROTENDE.

## **6.1 Sugestões para trabalhos futuros**

- Realizar ensaios de vibração livre nos cabos estais para verificação de outros fenômenos devido à força do vento;
- Investigar a fadiga ao cisalhamento dos conectores da viga metálica e a laje de concreto armado, realizando tanto a análise teórica quanto experimental;
- Realizar extrações de corpos de prova da estrutura existente para caracterizar experimentalmente tanto a resistência à compressão axial do concreto quanto o módulo de elasticidade.
- Realizar ensaios de tensão de ruptura e de fadiga em cordoalhas de aço, utilizadas na ponte.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

AASHTO LRFD **bridge design specification**. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010

ADDIS, B., 1998. **Cable-stayed bridge rotated over freeway**. Concrete Construction, The Aberdeen Group.

Almeida, A. E. F. **Análise de etapas construtivas em pontes estaiadas**, Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. Programa de Projeto de Estruturas. 2017

Almeida, P. A. O; Andrade, P. **Rehabilitation the União Bridge by stay-cable system**. IABSE Congress – Resilient technologies for sustainable infrastructure. February 3 -5, 2021, Christchurch, New Zealand.

Almeida, P. A. O. **A Ponte do desafio: Ação e integração paraense**. Laboratório de Sistemas Estruturais, 2019.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHTO). **LRFD Bridge Design Specifications**, 8th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2017.

**ASSINATURA DINÂMICA DA PONTE UNIÃO SOBRE O RIO MOJU- Relatório das Provas de Carga Estática e Dinâmica da Ponte Estaiada Moju – Alça-LSE-Laboratório de Sistemas Estruturais**, Belém, Janeiro 2020.

ASSIS, W. S.. **Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil**. (Tese de Doutorado). EPUSP, São Paulo, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações** – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto armado e de concreto protendido–Procedimento.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto.** Rio de Janeiro, 2020.

AUSTRALIAN STANDARD (AS). **Bridge desing - Part 2: Design loads.** AS 5100.2. Sydney, 2017

CAETANO, E. S., 2007, **Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges.** IABSE, Zürich.

CANADIAN STRUCTURAL MANUAL. Ministry of Transportation – Bridge Office. Ontario, sept. 2016.

CANTIEN, R. (1983). **Dynamic load tests on highway briges in Switzerland,** Report 211, Section Concrete Structures and Components, EMPA, CH-8600 Dubendorf, Switzerland

\_\_\_\_\_. CEB-FIP Model code 2010. **Bulletin No 65,** 2012.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering.** 4. ed. [s.l.] Pearson Education, 2012.

COUTO, L. F. M., BESERRA, K. G., HIGUTSI, K., KAWANISHI, S., **Análise Estrutural e Dimensionamento de Ponte Estaiada.** Conic. Semes. 13nd Congresso Nacional de Iniciação Cientifica, São Paulo. 2013.

COMPUTERS AND STRUTURES, 2011, **Technical Note – CSI Load Optimizer.** Computer and Structures, California, USA.

DAVENPORT, A.G. **Response of Structures to Turbulent Wind.** : The Journal of the Acoustical Society of America 44, 364 (1968).

DIN 4141-14. **Structural Bearings, Laminated Elastomeric Bearings Design and Construction;** Deutsche Institut für Normung: Berlin, Germany, 1985.

Dyrbye, C., Hansen, S.O, 1997, **Wind load on structures.** Chichester, Sussex, England.

FARRAR, C.; DUFFEY, T.; CORNWELL, P. **Excitation methods for bridge structures.** Society for Experimental Mechanics, Inc , 17th International Modal Analysis Conference, Anais de conferência, 1999.

FIB\_FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2005, **Acceptance of Stay Cable Systems Using Prestressing Steels.** Lausanne

FONSECA JÚNIOR, Armando Wilmans Nunes da. **Modelagem e análise de protótipo de ponte estaiada sob cargas dinâmicas incorporando molas de nitinol superelásticas para supressão de vibrações.** 2018, 182 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Mecânica). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Paraíba, 2018.

GAVA, R. D. **Análise Paramétrica de fadiga em cabos de pontes estaiadas-** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, 2019.

GIMSING, N. J.; GEORGAKIS, C.T.-**Cable supported bridges: concept and design.** — 3rd ed, 2012.

GRANATA, M.F.; MARGIOTTA, P.; ARICI, M.; RECUPERO, A. **Construction stages of cable-stayed bridges with composite deck.** Bridge Structures, [s.l.], v. 8, n. 34, p. 93-106, 2012

KIM, H.; WON, D.H.; KANG, Y.; KIM, S. **Structural stability of cable-stayed bridges during construction.** International Journal Of Steel Structures, [s.l.], v. 17, n. 2, p. 443-469, jun. 2017. Springer Science and Business Media LLC.

KUBO, H.Y. MAEDA, K. KATO, K. OIKAWA, T. TAKEDA, **New concept on mechanism and suppression of wake-galloping of cable-stayed bridges,** in: Proc. Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, IABSE, 1994, pp. 491498.

LAZZARI, B. M. **Análise Estática, Modal e Dinâmica das Etapas Construtivas de uma Ponte Estaiada através do Método dos Elementos Finitos.** 2020. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LIMA, G. V. F. **Análise dinâmica via método dos elementos finitos do Estádio Nacional de Brasília.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília. Brasília, UNB, 2013.

LIPENER, P.A. **Considerações sobre vibrações livres em pontes.** São Paulo, 62f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MACHADO, D. S.. **Caracterização Aerodinâmica de Cabos de Pontes Estaiadas Submetidos à Ação Combinada de Chuva e Vento.** 2008. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

MATSUMOTO, M., SAITO, T., KITAZAWA, M., SHIRATO, H., & NISHIZAKI, T. (1995). **Response characteristics of rain-wind induced vibration of stay-cables of cable-stayed bridges.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 57(2-3), 323–333

MAZARIM, M. D.- **Histórico das Pontes Estaiada e sua aplicação no Brasil -ed. rev. – São Paulo, 2011.**

MENN, C. **Prestressed concrete bridges.** Berlim: Birkhäuser Verlag, 1986.

Ministry of Land. (2015). **Infrastructure and transport. Limit State Design:** Korean Bridge Design Code.

MORAES NETO, B. N. **Análise Experimental de Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Estríbos Inclinados e Pilares Retangulares Sujeitas a Punctionamento Simétrico** Belém, Pará, 2007. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Pará. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

MORRETIN, P.A. **Ondas e Ondaletas: Da Análise de Fourier à Análise de Ondaletas de Séries Temporais.** 2ed. São Paulo: Editora USP, 556 p,2014.

MOTA, J.E. DIAS, A.L.M.M. DE SOUZA, A.S.C. MOTA, H.C. **Flecha Limite para Pontes Estaiadas – Estudo de caso.** XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2021.

OLIVEIRA, J.V.M. **Análise do comportamento dinâmico de ponte de concreto por meio de filtragem de sinais GPS.** 2018. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

PAULTRE, P.; CHAALLAL, O.; PROULX, J.. **Bridge Dynamics and Dynamic Amplification factors – a Review of Analytical and Experiemntal Findings.** Can. J. Civ. Eng. 19, 260 – 278, 1992.

PENNER, Elisabeth. **Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto.** 2001. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001

PROTENDE, 2013. **Catálogo.** Disponível em: <http://www.protende.com.br/>

PFEIL, W.. **Pontes em concreto armado: mesoestrutura, infraestrutura, apoio.** V.2, 4<sup>a</sup> edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 1988.

Teixeira, F. D. **Análise Sísmica de Pontes Análise Conjunta da Estrutura e Fundação.** Diss. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, 2010.

TEIXEIRA, R. M.- **Estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de uma ponte ferroviária em concreto armado** - Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2009.

TORNERI, P. – **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas.** 2002 272p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

WALTHER, R. **Cable stayed bridges.** Londres: Thomas Telford : 1999. 225 p.

WANG, P.; TANG, T.; ZHENG, H. **Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods.** Computers & Structures, [s.l.], v. 82, n. 4-5, p. 329-346, fev. 2004. Elsevier BV