UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

FERNANDA SILVEIRA RAMOS

**Modelagem computacional do reforço estrutural em obra de arte especial: Ponte
Imperial Dom Pedro II**

São Paulo
2021

FERNANDA SILVEIRA RAMOS

**Modelagem computacional do reforço estrutural em obra de arte especial: Ponte
Imperial Dom Pedro II**

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciência.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2021

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, ...12.... defevereiro....de 2021

Assinatura do autor: Fernanda S. Ramos

Assinatura do orientador:

Catálogo-na-publicação

Ramos, Fernanda

Modelagem computacional do reforço estrutural em obra de arte especial:
Ponte Imperial Dom Pedro II / F. Ramos -- versão corr. -- São Paulo, 2021.
205 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Geometria e modelagem computacional 2.Estruturas metálicas
3.Reabilitação 4.Monitoramento 5.Pontes de ferro I.Universidade de São Paulo.
Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica
II.t.

FERNANDA SILVEIRA RAMOS

**Modelagem computacional do reforço estrutural em obra de arte especial: Ponte
Imperial Dom Pedro II**

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciência.

São Paulo

2021

AGRADECIMENTOS

Meu primeiro agradecimento é para Deus, que me permitiu essa oportunidade única de crescimento.

Muita gratidão a meu pai e a minha mãe que sempre me apoiaram, seguraram minha mão nos momentos difíceis e nunca desistiram desse meu projeto. Obrigada por sempre me incentivarem a buscar o conhecimento. Amo vocês.

Agradeço ao meu orientador Professor Doutor Túlio Nogueira Bittencourt pela oportunidade de realizar este estudo, pelo tempo dedicado e pelos ensinamentos.

Agradecimentos também são prestados ao Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto (GMEC) pelos dados cedidos do projeto e por todo trabalho realizado em campo. A Alfredo, Rafael e Osmar, que sempre tiveram paciência comigo durante esses anos, pelo apoio e ajuda fundamental para a conclusão deste trabalho. Agradeço também às equipes de engenharia da VLI Logística, concessionária da ferrovia que a ponte faz parte, e da FDTE (Fundação de Apoio ao Desenvolvimento da Engenharia / USP / Poli). Obrigada ao Grupo Nemetschek por todo apoio com o programa SCIA Engineer[®]. Agradecimentos também ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Escola Politécnica da USP na elaboração desta pesquisa, em especial, à secretária Wandréa Dantas, por toda eficiência e, principalmente pelo seu alto astral.

Agradeço aos companheiros que o mestrado me proporcionou, aos colegas do Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais (LEM) por todo carinho e apoio. Em especial aos amigos Felipe, Gustavo e Nathanaell por cada mentoria, risadas e oportunidade de crescimento, sem vocês o período do mestrado não seria o mesmo.

Agradeço também ao meu querido amigo Tarcísio que veio para USP comigo nessa empreitada e aventura, obrigada por todos os conselhos, por me aturar e estar sempre ali até nos momentos mais turbulentos.

Por fim, a todos os meus amigos que torcem por mim e que me ajudaram com o menor dos gestos a finalizar esse mestrado. Amo vocês.

Orlando, gratidão por entrar na minha vida, ter me ensinado tanto e me ajudado até o fim.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

Pontes e viadutos, construídos há muitas décadas, podem apresentar um desafio para a engenharia civil. Essas Obras de Arte Especiais (OEA) demandam a implementação de um Sistema de Gerenciamento de Pontes, no qual procedimentos sistemáticos são utilizados para assegurar a funcionalidade e segurança das estruturas, como, por exemplo, as técnicas de Monitoramento da Saúde Estrutural e os programas de reabilitação. Em muitos casos, essas construções apresentam níveis de degradação avançados, porém possuem um significado histórico relevante para as comunidades locais, sendo necessários procedimentos de reparo, reforço e reabilitação para garantir a vida útil dessas obras. Diante desse cenário, este trabalho apresenta modelos numéricos capazes de simular o comportamento estrutural de uma ponte de aço antiga, Ponte Imperial Dom Pedro II, localizada na Bahia, Brasil. A OAE passou por um processo de reforço, no qual houve a troca da maioria das diagonais tracionadas por barras com maior seção transversal e com material mais resistente. A ponte, construída em 1885, é uma estrutura treliçada ferroviária, com quatro tramos isostáticos, feita de ferro pudlado e que, desde 2012, está passando por um programa de manutenção com reabilitação de vários elementos estruturais e sistema de monitoramentos para avaliar a segurança estrutural. Primeiramente, a modelagem computacional reproduziu o comportamento da ponte na situação original (antes do reforço), através de uma treliça espacial baseada no Método dos Elementos Finitos, sendo validada experimentalmente pelos dados do monitoramento de curto prazo, ocorrido em 2012, durante a passagem de um trem. Em seguida, o modelo inicial foi utilizado para modelar a sequência de troca das diagonais tracionadas executadas em um dos tramos da ponte, sendo possível avaliar a eficiência de duas metodologias distintas para executar o processo de reforço, bem como estudar a redistribuição dos esforços nas barras do entorno. A primeira metodologia foi monitorada, permitindo comparar os resultados numéricos com os dados experimentais, já a segunda metodologia foi avaliada apenas no âmbito numérico. Os modelos numéricos conseguiram representar o comportamento estrutural da ponte de maneira satisfatória, apesar de mostrar alguns valores diferente dos experimentais em situações pontuais que podem ser justificados pela idade da estrutura e pelo nível de conservação dela. As metodologias de trocas das diagonais tracionadas foram avaliadas, sendo a primeira melhor que a segunda por não sobrecarregar as diagonais vizinhas que ainda não tinham sido substituídas e que já estavam bastante solicitadas. Os resultados do modelo numérico reforçado, ou seja, após todas as substituições das diagonais tracionadas, mostraram que o índice de segurança desses elementos foi aprimorado. Do ponto de vista numérico, houve um ligeiro aumento na solicitação das diagonais comprimidas e banzos superiores e inferiores. Por fim, é provável que essa abordagem numérica possa ser utilizada para avaliar o processo de troca de diagonais tracionadas em outras pontes de aço antigas.

Palavras-chave: Estruturas de aço. Ponte de aço. Ponte ferroviária. Ferro pudlado. Modelagem numérica. Reabilitação de ponte. Reforço estrutural. Recuperação de ponte. Monitoramento da Saúde Estrutural.

ABSTRACT

Bridges built decades ago could present a civil engineering challenge. These structures demand a Bridge Management System to assure their functional features, usability, and structural safety; Structural Health Monitoring and rehabilitation process are components of this system. In general, these constructions show a high level of degradation, but they have a historical value to the community; therefore, the rehabilitation process, including repair, strengthening and modernization are needed. This research presents numerical models of an old steel bridge, named Ponte Imperial Dom Pedro II, in Bahia, Brazil. The models were able to simulate the bridge structural behavior during a major strengthening task, in which all the tensioned diagonals were replaced by more resistant bars. This truss railway bridge was built in 1885 as an assembly of four isostatic spans made of wrought iron, which, since 2012, has been repaired, strengthened, and monitored to improve its design life. The first numerical model used the Finite Element Method to represent the original bridge (before its strengthening), which was compared against the short-term monitoring data, occurred in 2012 during a railway crossing. Then, this model simulated two distinct replacement sequences that were executed due to evaluating the efficiency of the tensioned diagonals replacement and analyzing the change in the internal forces of the other bridge components. Only one of the replacement sequences was monitored. The results demonstrate that numerical models successfully represented the real bridge; however, outlier data were found, but they could be due to the bridge age and deterioration. The first replacement methodology was considered more suitable than the second one, since the second methodology overloads the remaining wrought iron diagonals. The numerical model of the strengthened bridge indicated that the repair improved the safety factor of the tensioned diagonals while the surroundings elements were slightly overloaded. The numerical modelling proposed could be used to evaluate the replacement of tensioned diagonals in other old steel bridges.

Keywords: Steel structures. Steel bridge. Railway bridge. Puddled iron. Numerical simulation. Bridge Rehabilitation. Strengthening. Bridge retrofit. Structural Health Monitoring.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pontes antigas do Brasil: (a) Ponte de Paraíba do Sul (1857)[1] (b) Ponte Pênsil Hercílio Luz (1926)[2] (c) Ponte sobre o rio Suaçuí[3] (d) Ponte Pênsil de São Vicente (1914)[4].....	23
Figura 2 – Esquema dos Módulos constituintes de um modelo de BMS.....	31
Figura 3 – Fotos de (a) extensômetro elétrico e (b) LVDT	33
Figura 4 - Diagrama das Técnicas de Reparo para Pontes Metálicas.....	39
Figura 5 – Mapa esquemático de localização da Ponte Imperial Dom Pedro II	41
Figura 6 - Vista geral da Ponte Imperial Dom Pedro II	42
Figura 7 – (a) Foto da treliça tipo Warren Dupla com tabuleiro inferior da Ponte Dom Pedro II, (b) ilustração da treliça Warren[1] e (c) ilustração do aparelho de apoio tipo rolete[2].....	43
Figura 8 – Projeto da Ponte Dom Pedro II com vistas longitudinal e em planta.....	44
Figura 9 – Foto da vista inferior dos elementos do tabuleiro da ponte	45
Figura 10 – Foto dos elementos da superestrutura	46
Figura 11 – Vistas lateral e frontal do tramo tipo após levantamento geométrico.....	47
Figura 12 – Cadastro das seções transversais dos banzos superiores e inferiores da ponte	48
Figura 13 – Cadastro das seções transversais das diagonais comprimidas da ponte.....	49
Figura 14 – Cadastro das vigas longarinas do tabuleiro da ponte	49
Figura 15 – Cadastro das seções transversais das diagonais tracionadas (tirantes) da ponte ...	50
Figura 16 – Cadastro das seções transversais dos montantes da treliça e dos pórticos da ponte	51
Figura 17 – Cadastro das vigas transversinas do tabuleiro da ponte	51
Figura 18 – Amostra para caracterização do material: (a) chapa de contraventamento da diagonal comprimida e (b) dois corpos-de-prova (CPCH1 e CPCH2) extraídos da chapa	53
Figura 19 – Diagramas tensão x deformação do (a) CPCH1 e (b) CPCH2.....	54
Figura 20 – Intervenções prévias na ponte com (a) tabuleiros de chapas metálicas e elementos de reforço na parte inferior das (a) vigas transversinas e (c) vigas longarinas....	55
Figura 21 – Foto das diagonais tracionadas: à esquerda, a chapa antiga em ferro pudlado, e, à direita, a nova diagonal em aço ASTM A572 Gr. 50	56

Figura 22 – Evolução da corrosão (a) vista inferior do tabuleiro em 2012 (b) situação dos elementos do tabuleiro em 2017 (c) e (d) perfuração em alguns banzos inferiores em 2017	63
Figura 23 – Limpeza e substituição de viga transversina (a) 2012 (b) 2017.....	63
Figura 24 – Substituição de diagonais observadas em 2017 (a) diagonal comprimida parcialmente substituída (b) diagonais tracionadas novas.....	64
Figura 25 - Disposição dos sensores no tramo 1 e tramo 2 para monitoramento de curto prazo	66
Figura 26 – Equipamento de aquisição de dados do Monitoramento de Curto Prazo (a) dados em tempo real (b) computador.....	67
Figura 27 – Sensores instalados em campo (a) E8 no banzo inferior, (b) E44 na viga transversina (c) E23a na diagonal comprimida (d) E26B na diagonal tracionada (e) DV2 no montante do pórtico externo central (f) AcV3 instalado na viga transversina central (g) detalhe da foto anterior com foco no AcV3	69
Figura 28 – (a) Foto do trem atravessando a ponte (b) calibração dos sensores para definição das cargas de rodas	70
Figura 29 - Localização dos Sensores no Tramo 4 do Monitoramento de Médio Prazo – Planta superior e treliça de montante.....	72
Figura 30 - Localização dos Sensores no Tramo 4 do Monitoramento de Médio Prazo – Planta inferior e treliça de jusante	73
Figura 31 – Sensores instalados em campo no Monitoramento de Médio Prazo (a) extensômetro no banzo superior (b) acelerômetro triaxial.....	74
Figura 32 – Locomotivas do trem com vagões tanques sobre tramo 4 da ponte.....	75
Figura 33 – Projeto do reforço de troca das diagonais tracionadas na Ponte Dom Pedro II	76
Figura 34 – Projeto da sequência executiva para reforço das diagonais tracionadas	77
Figura 35 – Fotos da troca da primeira barra do tramo 4 (T15i) (a) e (b) retirada da diagonal antiga, (c) diagonal totalmente removida, (d) elemento novo instalado.....	79
Figura 36 - Esquema de instrumentação durante as troca das diagonais tracionadas monitoradas	82
Figura 37 – Fotos da instrumentação durante a troca das diagonais (a) sensor da T1e antiga, (b) sinalização dos sensores da T2 (i e e) antigas, (c) sensor na D0 e (d) extensômetro na T6e barra nova	82
Figura 38 – Fotos das etapas da troca das diagonais que foram monitoradas (a) retirada dos parafusos provisórios, (b) remoção da barra antiga, (c) equipamentos para leitura da deformação, (d) e (e) comparação da barra nova com a antiga	83
Figura 39 – Foto do tramo com apenas as diagonais tracionadas internas substituídas e as barras externas antigas.....	84

Figura 40 – Linha do tempo com os acontecimentos na Ponte Imperial Dom Pedro II.....	85
Figura 41 – Foto da ponte Imperador Dom Pedro II e modelo do tramo tipo no SCIA Engineer®	86
Figura 42 – Condições de contorno do modelo numérico.....	87
Figura 43 – Identificação das categorias de elementos finitos usados nos elementos estruturais	88
Figura 44 – Nomenclatura dos elementos nos modelos numéricos.....	89
Figura 45 - Camadas dos elementos nos modelos numéricos	89
Figura 46 – (a) Esquema da locomotiva U20C e (b) foto da locomotiva a caminho da ponte	91
Figura 47 – (a) Esquema do vagão HFD (cotas em mm) e (b) foto do vagão a caminho da ponte	92
Figura 48 – Disposição geométrica das cargas de roda média para os componentes do trem C260.....	93
Figura 49 – Cargas pontuais no modelo numérico representando o trem C260 carregado.....	94
Figura 50 – Casos de Cargas do Trem C260 do modelo numérico: (a) Caso TremC260_1 (b) Caso TremC260_40 (caso de carga mais solicitante) e (c) Caso TremC260_85	94
Figura 51 – Modelo Original da Ponte em 3D no SCIA Engineer®.....	95
Figura 52 – (a) Vista frontal, (b) Vista lateral e (c) planta baixa do modelo da ponte no SCIA Engineer®.....	96
Figura 53 – Modelo Original da Ponte com elementos classificados por material	97
Figura 54 – Braços rígidos utilizados como técnica de modelagem estrutural	98
Figura 55 – Elementos e sistemas estruturais em 3D do Modelo Original da Ponte – Parte 1	99
Figura 56 – Elementos e sistemas estruturais em 3D do Modelo Original da Ponte – Parte 2	100
Figura 57 – Reprodução da troca de uma diagonal no Modelo das Trocas das Diagonais	101
Figura 58 – Esquema no modelo numérico da sequência das trocas das diagonais para tramo 4	103
Figura 59 – Modelo Reforçado com elementos classificados por material.....	104
Figura 60 – Diagonal tracionada barra antiga em relação à barra nova	106
Figura 61 – Compatibilização dos sensores do monitoramento de curto prazo com os elementos do Modelo Original da Ponte.....	111
Figura 62 – (a) Deformada do Modelo Original da Ponte devido à passagem do trem C260 e (b) Uz mínimo para N215 e N241 com a carga do trem C260.....	112

Figura 63 – Séries temporais dos deslocamentos verticais (U_z) numéricos e experimentais para o trem C260	113
Figura 64 – Sensor E46a e b instalados na viga transversina com corrosão na mesa superior	114
Figura 65 – Box plot da diferença absoluta e relativa entre os valores de deformações numéricos e experimentais para o trem C260	116
Figura 66 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E2 para o trem C260.....	117
Figura 67 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E4 para o trem C260.....	117
Figura 68 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E7 para o trem C260.....	118
Figura 69 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E12 para o trem C260.....	118
Figura 70 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E22a para o trem C260.....	119
Figura 71 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E22b para o trem C260.....	119
Figura 72 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E30a para o trem C260.....	120
Figura 73 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E30b para o trem C260.....	120
Figura 74 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E21a para o trem C260.....	121
Figura 75 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E21b para o trem C260.....	121
Figura 76 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E31a para o trem C260.....	122
Figura 77 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E31b para o trem C260.....	122
Figura 78 – Série temporal da deformação numérica e experimental dos sensores E44a e E44b para o trem C260	123
Figura 79 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E45 para o trem C260.....	123
Figura 80 – Tensões mínimas nos Banzos Superiores - Experimental x Modelo Original da Ponte	124

Figura 81 – Tensões máximas nos Banzos Inferiores - Experimental x Modelo Original da Ponte	125
Figura 82 – Tensões mínimas nas Diagonais Comprimidas - Experimental x Modelo Original da Ponte	126
Figura 83 – Tensões máximas nas Diagonais Tracionadas - Experimental x Modelo Original da Ponte	126
Figura 84 – Deslocamentos verticais dos nós N215 e N241 devido ao peso próprio da estrutura	127
Figura 85 – Tensões totais nos Banzos Superiores - Modelo Original da Ponte	129
Figura 86 – Tensões totais nos Banzos Inferiores - Modelo Original da Ponte	130
Figura 87 – Tensões totais nas (a) Diagonais Comprimidas (b) e Tracionadas - Modelo Original da Ponte	131
Figura 88 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 1	132
Figura 89 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 2	133
Figura 90 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 3	133
Figura 91 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 4	134
Figura 92 – Espectro RMS das acelerações verticais medidas pelo AcV3 sob ação da passagem do trem C260	135
Figura 93 – Foto da troca da T6e na ponte (a) e representação da força axial (N) no modelo numérico	138
Figura 94 – Força axial (N) experimental e numérica das diagonais tracionadas monitoradas imediatamente antes de serem removidas da estrutura.....	148
Figura 95 – Box plots da diferença absoluta entre forças numéricas e experimentais por ordem de troca (a) com “outliers” (b) sem “outliers” (valores em kN)	149
Figura 96 – Box plots da diferença absoluta entre forças numéricas e experimentais por elemento (a) todos os elementos (b) para T1e, T2 e D0 (c) para os elementos restantes (valores em kN)	150
Figura 97 – Força normal atuante na DT_TM_Int20 imediatamente antes de ser removida na 25a troca.....	152
Figura 98 – Redistribuição dos Esforços para (a) todas as Diagonais Tracionadas (b) as DT12 a DT24 na Troca 25: DT_TM_Int20	154
Figura 99 – Redistribuição dos Esforços para (a) todas as Diagonais Comprimidas (b) as DC12 a DC24/2 na Troca 25: DT_TM_Int20	155

Figura 100 – Redistribuição dos Esforços para (a) as Diagonais Tracionadas DT12 a DT24 e para (b) as Diagonais Comprimidas DC12 a DC24/2 na Troca 26 DT_TJ_Int20	158
Figura 101 – Carga do trem C260 no modelo numérico após a troca 26 - DT_TJ_Int20	159
Figura 102 – Tensões totais (PP + trem C260) para (a) as Diagonais Tracionadas e para (b) as Diagonais Comprimidas após a Troca 26 DT_TJ_Int20	160
Figura 103 – Tensões totais ($\sigma_{PPnum} + \sigma_{TremC260num}$) nos Banzos Superiores (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado	164
Figura 104 – Diferença absoluta da tensão total nos Banzos Superiores - Modelo Original e Modelo Reforçado	165
Figura 105 – Tensões totais ($\sigma_{PPnum} + \sigma_{TremC260num}$) nos Banzos Inferiores (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado	166
Figura 106 – Diferença absoluta das tensões totais nos Banzos Inferiores para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado	167
Figura 107 – Tensões totais ($\sigma_{PPnum} + \sigma_{TremC260num}$) nas Diagonais Comprimidas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado	168
Figura 108 – Diferença absoluta da tensão nas Diagonais Comprimidas - Modelo Original e Modelo Reforçado	169
Figura 109 – Tensões totais ($\sigma_{PPnum} + \sigma_{TremC260num}$) nas chapas externas das Diagonais Tracionadas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado	170
Figura 110 – Tensões totais ($\sigma_{PPnum} + \sigma_{TremC260num}$) nas chapas internas das Diagonais Tracionadas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado	171
Figura 111 – Diferença absoluta das tensões totais nas Diagonais Tracionadas para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado	173
Figura 112 – Diferença absoluta das forças normais totais nas Diagonais Tracionadas para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado	174
Figura 113 – Vista da ponte e estratégia de modelagem com barras e cascas	180
Figura 114 – Esquema do levantamento das anomalias dos tramos 1 e 2 na Inspeção de 2012	186
Figura 115 – Esquema do levantamento das anomalias dos tramos 3 e 4 na Inspeção de 2012	187
Figura 116 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 1 na Inspeção de 2017	188
Figura 117 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 2 na Inspeção de 2017	189
Figura 118 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 3 na Inspeção de 2017	190

Figura 119 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 4 na Inspeção de 2017	191
Figura 120 – (a) Sensores instalados nos trilhos para medir deformação durante passagem do trem C260; calibração do conjunto de sensores (b) Trilho 1 e (c) Trilho 2.....	192
Figura 121 – Esquema de Box plot	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de tração nas amostras CPCH1 e CPCH2 da Ponte Dom Pedro II	53
Tabela 2 – Valores adotados para as propriedades do ferro pudlado após caracterização	54
Tabela 3 – Propriedades dos aços utilizados nos reforços da ponte	56
Tabela 4 – Elementos inspecionados e motivos da não inspeção do restante da Ponte Dom Pedro II	57
Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (continua)	58
Tabela 6 – Legenda escolhida para os sensores utilizados no monitoramento de curto prazo	65
Tabela 7 – Localização dos sensores nos elementos do Monitoramento de Curto Prazo	68
Tabela 8 – Sequência de troca das diagonais tracionadas executada em obra no tramo 4	78
Tabela 9 – Ordem das trocas monitoradas seguindo a Primeira Metodologia de Troca das Diagonais	81
Tabela 10 – Áreas das barras antigas e novas das diagonais tracionadas	105
Tabela 11 – Valores limites para flecha da ponte segundo ABNT NBR 8800 e Manual for Railway Engineering	109
Tabela 12 – Valores de tensão admissível segundo Manual for Railway Engineering por material da ponte	110
Tabela 13 – Deslocamentos verticais mínimos experimentais e numéricos para a passagem do trem C260	112
Tabela 14 – Deformações máximas causadas durante a passagem do trem C260 (continua)	115
Tabela 15 – Deslocamentos verticais mínimos para as cargas de peso próprio, do trem C260 e totais	128
Tabela 16 – Valores de frequências naturais e períodos extraídos do modelo numérico para 4 modos de vibração	132
Tabela 17 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 43ª troca – Troca da T6e	137
Tabela 18 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 45ª troca – Troca da T5i	139
Tabela 19 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 47ª troca – Troca da T5e	140

Tabela 20 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 49ª troca – Troca da T4i	142
Tabela 21 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 51ª troca – Troca da T4e	143
Tabela 22 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 53ª troca – Troca da T3i	144
Tabela 23 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 58ª troca – Troca da T3e	145
Tabela 24 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 60ª troca – Troca da T2e	146
Tabela 25 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 61ª troca – Troca da T2i	147
Tabela 26 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 25ª troca – Troca da DT_TM_Int20	156
Tabela 27 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 26ª troca – Troca da DT_TJ_Int20	157
Tabela 28 – Tensões totais e admissíveis para as diagonais tracionadas não conforme com os limites da AREMA e para as diagonais trocadas DT_TJ_Int20 e DT_TM_Int20 após a 26ª troca -	161
Tabela 29 – Somatório de carga para peso próprio do Modelo Original da Ponte e do Modelo Reforçado	163
Tabela 30 – Deslocamento verticais (Uz) do Modelo Original e do Modelo Reforçado para as cargas atuantes	163
Tabela 31 – Legenda das anomalias encontradas na ponte na inspeção de 2012.....	185
Tabela 32 – Valores de cargas de roda e carga por eixo do trem C260 medidos em campo (unidades kN) (continua)	193
Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continua).....	196
Tabela 34 – Valores de tensão admissível para membros sob compressão axial segundo Manual for Railway Engineering	203
Tabela 35 – Índices de esbeltez para os banzos superiores e para as diagonais comprimidas da ponte	204

LISTA DE SIGLAS

ABCEM	Associação Brasileira da Construção Metálica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AREMA	<i>American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association</i>
BMS	<i>Bridge Management System</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CNT	Confederação Nacional de Transporte
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FCA	Ferrovias Centro-Atlântica
GMEC	Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto
IPHAN	Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformers</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MRR	<i>Maintenance, Rehabilitation, and Replacement</i>
OAE	Obra de Arte Especial
SHM	<i>Structural Health Monitoring</i>

LISTA DE ABREVIACÕES

Ac	Nome do acelerômetro piezoelétrico instalado
AP	Apoio da estrutura
BI	Banzo inferior
BS	Banzo superior
D	Diagonal comprimida
DC	Diagonal comprimida
DT	Diagonal tracionada
DV	Nome do transdutor indutivo de deslocamento instalado
E	Nome do extensômetro instalado
e	Chapa externa da diagonal
exp	Dado experimental resultante do monitoramento
i	Chapa interna da diagonal
J	Treliça de Jusante
LI	Limite inferior do “ <i>box plot</i> ”
LS	Limite superior do “ <i>box plot</i> ”
M	Treliça de Montante
N	Nó da estrutura
num	Dado resultante do modelo numérico
PP	Peso próprio da estrutura
RMS	<i>Root mean square</i>
ST	Seção transversal do elemento estrutural
T	Diagonal tracionada
TB	Trem tipo rodoviário

LISTA DE SÍMBOLOS

ρ_a	Massa específica
f_y	Tensão de escoamento
f_u	Tensão de ruptura
E^*	Módulo de elasticidade
ν_a	Coefficiente de Poisson
E	Deformação
k^*	Rigidez do apoio, coeficiente de mola
F^*	Força pontual
f_n	Frequência natural
σ	Tensão
U_z	Deslocamento vertical
σ_{adm}	Tensão admissível
L^*	Comprimento do vão
N^*	Força Normal
α	Coefficiente de redistribuição dos esforços internos
Σ	Somatório
Δ	Diferença
$q_1, q_2 \text{ e } q_3$	Quartil, primeiro, segundo e terceiro quartil, respectivamente do “ <i>box plot</i> ”
d_q	Distância interquartil
r^*	Raio de giração
l^*	Comprimento do elemento
k^*	Coefficiente de comprimento efetivo de flambagem

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	23
1.1	Objetivos	26
1.2	Metodologia geral	26
1.3	Organização da dissertação.....	27
CAPÍTULO 2	TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES.....	29
2.1	Sistema de Gerenciamento de Pontes	29
2.2	Monitoramento das Estruturas	31
2.3	Manutenção e Reabilitação de Pontes	34
2.4	Contextualização Histórica	36
2.5	Danos Típicos de Pontes de Aço	36
2.6	Métodos de Reforço para Estruturas de Aço	38
CAPÍTULO 3	CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II	41
3.1	Contexto Histórico	41
3.2	Descrição da Estrutura e dos Materiais.....	43
3.2.1	Ferro Pudlado	52
3.2.2	Materiais utilizados nos reforços.....	55
3.3	Inspeção e Patologias	57
3.4	Monitoramento de Curto Prazo.....	64
3.5	Monitoramento de Médio Prazo	70
3.6	Reforço Estrutural Estudado: Troca das Diagonais Tracionadas	75
3.6.1	Primeira Metodologia de Troca das Diagonais	81
3.6.2	Segunda Metodologia de Troca das Diagonais	84

3.7	Resumo dos Acontecimentos	85
CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II		86
4.1	Ações atuantes nos Modelo	90
4.2	Modelo Original da Ponte	95
4.3	Modelo das Trocas das Diagonais	101
4.4	Modelo Reforçado	104
CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES		107
5.1	Valores Admissíveis para Deslocamento e Tensão	108
5.2	Análise 1: Validação do Modelo Original da Ponte	110
5.3	Análise 2: Outros resultados do Modelo Original da Ponte	127
5.4	Análise 3: Primeira Metodologia de Troca.....	135
5.5	Análise 4: Segunda Metodologia de Troca.....	151
5.6	Análise 5: Modelo Reforçado	162
CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES		175
6.1	Conclusões gerais	175
6.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	179
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		181
ANEXO A – Levantamento esquemático das anomalias da ponte		185
ANEXO B – Cargas de roda medidas em campo para o trem C260.....		192
ANEXO C – <i>Box plot</i>		195
APÊNDICE A – Registro fotográfico das anomalias na ponte		196
APÊNDICE B – Tensão admissível segundo AREMA para os elementos estruturais comprimidos da ponte		203

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, no mundo todo, as pontes e os viadutos têm envelhecido e apresentado anomalias estruturais importantes. Alguns fatores que contribuem para a degradação estrutural são: deficiências nos projetos, falta das documentações do projeto estrutural, erros de execução durante a fase construtiva, estruturas muito antigas próximas de atingir as vidas úteis, acidentes, falhas decorrentes da agressividade do meio ambiente, catástrofes (inundações, furacões, terremotos, etc.), condições de utilização inadequadas, variações geométricas na capacidade de cargas dos veículos e insuficiência ou inexistência de manutenção.

As pontes e os viadutos mais antigos do Brasil pertencem à malha ferroviária que é bastante extensa, cerca de 30.485 km, segundo a Confederação Nacional de Transporte (CNT, 2018). De acordo com o Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN, 2014a), o início das construções das ferrovias brasileiras foi por volta de 1850, no Rio de Janeiro. A Figura 1 mostra algumas pontes brasileiras e os respectivos anos de construção.

Figura 1 – Pontes antigas do Brasil: (a) Ponte de Paraíba do Sul (1857)^[1] (b) Ponte Pênsl Hercílio Luz (1926)^[2] (c) Ponte sobre o rio Suaçuí^[3] (d) Ponte Pênsl de São Vicente (1914)^[4]

(Fonte: [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA (ABCEM), 2019; [2] CARVALHO, 2018; [3] TICONA MELO, 2011; [4] TIMERMAN et al., 2018)

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

Na época dessas construções, não havia normatização brasileira sistematizada e os projetos seguiam procedimentos utilizados em outros países. Deste modo, é natural que as Obras de Arte Especiais (OAE), como as pontes e os viadutos mais antigos, necessitem de reabilitação ou mesmo de reforço estrutural devido ao cumprimento da vida útil, ou adequação às normas brasileiras que surgiram gradativamente. A necessidade de muitas dessas pontes e desses viadutos passarem por alguma reabilitação ou manutenção nas estruturas, juntamente com o interesse de investigar o comportamento estrutural durante os trabalhos de reforços fundamentam a motivação para esta pesquisa.

O acompanhamento do desempenho estrutural através da inspeção e do monitoramento, usando sensores e transdutores diversos, tem sido feito há muitos anos. Atualmente, métodos de Monitoramento da Saúde Estrutural (*SHM – Structural Health Monitoring*) têm sido utilizados. Estes métodos consistem na obtenção de informações sobre a integridade e confiabilidade de uma estrutura e dos elementos em tempo real, com o propósito de avaliar o comportamento estrutural e identificar situações em que sejam necessárias ações de caráter preventivo na estrutura.

Os métodos de *SHM* são parte integrante de um sistema complexo e multidisciplinar, chamado Sistema de Gerenciamento de Pontes (*BMS – Bridge Management System*) que é uma abordagem racional e sistemática para organizar e executar as atividades relacionadas com planejamento, projeto, construção, manutenção, recuperação e substituição de pontes vitais para a infraestrutura de transportes (HUDSON et al., 1987). Tanto BMS quanto *SHM* são ferramentas importantes para auxiliar no combate às patologias das estruturas e na implementação de reforços (RADOMSKI, 2002, p. 77).

Simultaneamente, a engenharia de estruturas tem trabalhado continuamente para manter uma evolução e um aperfeiçoamento dos métodos para dimensionamento e verificação das estruturas através de modelos matemáticos cada vez mais sofisticados e que se aproximam mais

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

do comportamento da estrutura real. As normas estão sendo constantemente revisadas e aperfeiçoadas, incorporando resultados de pesquisas na área e novos métodos. A utilização e disseminação do método dos elementos finitos para desenvolver e refinar os modelos numéricos são resultados desses estudos e da rapidez no processamento de dados proporcionada pelos computadores.

Outro aspecto apresentado por Miller (1995) diz respeito ao significado histórico que muitas dessas pontes e estruturas estabeleceram na identidade das comunidades locais. A análise numérica dessas estruturas através de modelos tridimensionais, utilizando elementos finitos, pode ser uma ferramenta eficiente na tomada de decisão sobre: a avaliação do estado atual dessas estruturas degradadas, a categoria de reforço a ser adotada, a mudança nos esforços internos da nova estrutura, a elaboração de um plano de manutenção, ou mesmo a avaliação da necessidade de substituição dessa estrutura, quando o custo de reabilitação é muito alto (COSTA; FIGUEIRAS, 2013; MILLER, 1995).

Por fim, Radomski (2002, p. 97) aponta que a modelagem numérica de uma ponte anteriormente às obras de reabilitação pode solucionar um problema: a redistribuição das forças internas e a influência dela no comportamento da estrutura, especialmente em caso de estruturas antigas, como é o caso da Ponte Imperial Dom Pedro II, objeto de estudo desta pesquisa. Portanto, essa premissa serve de motivação para a modelagem computacional das etapas do reforço desta ponte, a qual teve todas as diagonais principais trocadas, permitindo observar a redistribuição dos esforços internos nos elementos e avaliar a eficiência das metodologias de troca, pois como enfatizado por Radomski (2002), essa mudança de carregamento nos elementos pode acarretar efeitos desfavoráveis inesperados na estrutura até mesmo depois do reforço estrutural.

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

1.1 Objetivos

A pesquisa tem como objetivo principal avaliar numericamente o comportamento de uma ponte de aço antiga degradada, a Ponte Imperial Dom Pedro II, durante o processo de reforço da estrutura, a substituição de todas as diagonais tracionadas, a partir de modelos computacionais adequados, comprovados experimentalmente pelos dados de monitoramento disponíveis no grupo de trabalho.

1.2 Metodologia geral

O estudo de caso é uma ponte ferroviária treliçada de aço, a Ponte Imperial Dom Pedro II, que conecta as cidades de São Félix e Cachoeira no estado da Bahia, Brasil e inaugurada no ano 1885. O reforço executado na ponte foi a substituição das diagonais tracionadas por novas diagonais com aumento de seção transversal e mudança de material, utilizando um aço mais resistente que o ferro pudlado constituinte da ponte.

Desta maneira, a modelagem computacional desta pesquisa foi calibrada e validada utilizando os dados dos programas de monitoramento (*SHM*) implementados nessa ponte. Em seguida, os modelos numéricos criados permitiram avaliar a eficiência de duas metodologias distintas para a troca das diagonais tracionadas executadas em obra, observando a redistribuição dos esforços internos nos elementos estruturais. Assim como possibilitaram determinar o nível de segurança estrutural, apontar as mudanças produzidas nas respostas da ponte devidas aos trabalhos de reabilitação e verificar a efetividade do reforço na estrutura, de maneira geral, como sugere Costa, Figueiras (2013).

Essa abordagem computacional para avaliar o reforço de substituição de elementos da ponte treliçada muito antiga pode ser considerada uma contribuição para os profissionais da

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

área de Engenharia de Estruturas, podendo ser utilizada no estudo do reforço de outras pontes antigas de aço.

Este trabalho foi desenvolvido em parceria com os pesquisadores da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), especificamente com o Grupo de Modelagem de Estruturas de Concreto (GMEC) que tem como um dos objetivos investigar a integridade estrutural de Obras de Arte Especiais (OAE) brasileiras. Este estudo será uma sequência do desenvolvimento dos trabalhos que integram as pesquisas de “Análise Experimental de Estruturas e Novos Materiais” e “Sistemas Estruturais de Concreto e de Aço”, da Especialidade “Sistemas e Materiais Estruturais” do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da EPUSP.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação está organizada em sete capítulos, três anexos e dois apêndices, começando por este capítulo introdutório, que aborda, de modo geral, o assunto estudado, a justificativa e os objetivos desta pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura necessária para o desenvolvimento deste estudo, exibindo o estado da arte quanto aos sistemas de gerenciamento de pontes e a importância do monitoramento das estruturas, bem como aponta danos típicos em pontes e os principais métodos de reforço estrutural para estruturas de aço.

O Capítulo 3 descreve a Ponte Imperial Dom Pedro II tomando por referência a avaliação da documentação técnica disponível, tais como os relatórios das vistorias e inspeções visuais feitas na ponte, projetos com o levantamento geométrico da estrutura, testes de laboratórios para caracterização dos materiais e das propriedades deles, projetos do reforço estrutural

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

executado, relatórios com todos os dados dos monitoramentos implementados (de curto e de médio prazo) e respectivas análises.

O Capítulo 4 explica as técnicas de modelagem computacional e simplificações que foram utilizadas na criação dos modelos numéricos da Ponte Imperial Dom Pedro II, baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) e produzidos no programa de cálculo estrutural SCIA Engineer®. O capítulo apresenta as características de cada modelo, como geometria, condições de contorno, materiais e carregamentos adotados. No primeiro modelo numérico foi representado a situação da ponte antes do reforço, denominado de Modelo Original da Ponte; o segundo é o Modelo das Trocas das Diagonais, com os estágios de construção para cada substituição das barras; e, por fim, o terceiro, Modelo Reforçado, resultado do término da operação de trocas de todas as diagonais tracionadas da estrutura.

O Capítulo 5 apresenta os resultados e análises para os três modelos. Os dados do monitoramento de curto prazo são utilizados para validar o Modelo Original da Ponte e em um segundo momento, os dados do monitoramento de médio prazo são utilizados para comparar os resultados calculados pelo Modelo das Trocas das Diagonais. Análises quanto às redistribuições dos esforços internos durante a execução da solução de reforço escolhida, quanto a eficiência do reforço e quanto a segurança estrutural da ponte.

O Capítulo 6 descreve as conclusões e achados deste trabalho, assim como as possíveis contribuições para a área. Por fim, o capítulo lista algumas sugestões para trabalhos futuros que poderão enriquecer os resultados deste estudo.

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

Neste capítulo, os conceitos relacionados com reforços de Obras de Arte Especiais (OAE) são brevemente desenvolvidos. Ferramentas como os Sistemas de Gerenciamento de Pontes (*BMS*) e o Monitoramento da Saúde Estrutural (*SHM*) dessas construções geram dados que fundamentam a necessidade de reforçá-las ou reabilitá-las parcial ou totalmente. Uma revisão nos possíveis danos em OAE são apresentados, assim como o estado da arte quanto aos métodos de reforço estrutural para pontes e viadutos em aço.

2.1 Sistema de Gerenciamento de Pontes

Nas últimas décadas, o foco da engenharia de pontes vem gradativamente mudando da construção de novas estruturas para a manutenção, reabilitação e modernização daquelas já existentes. Os gestores responsáveis por essas estruturas vêm percebendo que um *BMS* pode viabilizar a extensão da vida útil e redução dos custos de manutenção, se o gerenciamento for implantado tanto durante a fase de projeto quanto se continuar na etapa de construção e ao longo do período da estrutura em serviço (DE BRITO; BRANCO, 1998).

A ABNT NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) define a vida útil de projeto como o intervalo de tempo que a estrutura conserva as mesmas características determinadas na fase de projeto, contanto que a funcionalidade seja respeitada, as manutenções e os reparos sejam realizados, se necessário. Uma ponte pode alcançar a vida útil tanto pela deterioração física quanto pela obsolescência funcional dela. Com o objetivo de garantir um bom comportamento da estrutura durante a vida útil, algumas medidas de manutenção e reparo necessitam ser implementadas. (DE BRITO; BRANCO, 1998).

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

De acordo com Radomski (2002, p. 76), o *BMS* é uma ferramenta que auxilia na preservação da segurança e da capacidade de resistência da estrutura, garante informação objetiva sobre a ponte, permite a utilização otimizada dos recursos alocados e auxilia no parecer técnico e econômico. Hudson et al. (1987, p. 1) apresenta, no mínimo, seis módulos essenciais compondo o *BMS* (Figura 2):

- a) Base de Dados, que engloba informação essencial para o gerenciamento de pontes;
- b) Rede de Seleção dos Principais Níveis de Manutenção, Reabilitação e Substituição (*MRR – Maintenance, Rehabilitation, and Replacement*), que fornece análises necessárias para um planejamento efetivo e decisões de orçamento;
- c) Módulo de Manutenção, que promove planejamento de ações de um modo contínuo e racional, tanto para manutenção preventiva quanto por demanda;
- d) Análise dos Dados Históricos, que rastreia as ações passadas, futuras e despesas com a ponte, assim como gera modelos aperfeiçoados para atualizar o próprio sistema de gerenciamento;
- e) Interface do Nível de Projeto, que auxilia o engenheiro a selecionar operações apropriadas e específicas a serem feitas na estrutura, a partir das atividades gerais programadas de gerenciamento;
- f) Módulo de Avaliação/Comunicação, que possibilita que as agências de transporte gerem uma larga variedade de relatórios administrativos e técnicos, sumários das condições da ponte, planejamentos orçamentário e de manutenção, reabilitação e substituição.

Alguns aspectos são obstáculos para a implementação do sistema de gerenciamento de pontes, como as mudanças nos materiais estruturais disponíveis atualmente e as características deles quando comparados com os materiais constituintes das pontes antigas; inexistência ou deficiência de um histórico de carregamentos atuantes nas mesmas; e falta de um histórico das

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

modificações estruturais devido ao reforço e reparo ao longo das décadas da estrutura em serviço (KÜHN, 2013).

Figura 2 – Esquema dos Módulos constituintes de um modelo de *BMS*

(adaptado de HUDSON et al., 1987)

Os Módulos de Banco de Dados, de Seleção dos Principais Níveis de *MRR* e de Manutenção são os mais relevantes para esta pesquisa, haja vista que o primeiro é a essência do gerenciamento, neste caso, alimentado por dados de *SHM*, o segundo engloba a tomada de decisão sobre reabilitação, reparos e reforços de pontes e o último define os programas de manutenção secundária (HUDSON et al., 1987).

2.2 Monitoramento das Estruturas

Hudson et al. (1987) afirma que o Módulo de Base de Dados é a base para qualquer decisão e ação apontadas no *BMS*, sendo a qualidade dos resultados diretamente afetada pela qualidade dos dados coletados. Uma ferramenta importante para obtenção desses dados, necessários para a avaliação da ponte e do plano de gerenciamento dela, é o *SHM*. O

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

monitoramento estrutural engloba as operações de aquisição, validação, análises, prognóstico e administração da estrutura, tendo, assim, os seguintes tópicos inerentes ao sistema: sensores e as tecnologias deles; diagnóstico através de geração de sinais; processamento e transmissão de sinal; identificação e interpretação de eventos; e integração com um sistema operacional de gerenciamento da saúde estrutural (KARBHARI; ANSARI, 2009).

Segundo De Brito e Branco (1998), o monitoramento de estruturas na fase de construção e em serviço, associado com inspeções periódicas, proporciona os principais parâmetros para controle dos mecânicos de deterioração, além disso, destaca que pontes importantes deveriam ser monitoradas para que fosse possível entender o comportamento estrutural, prevenir acidentes graves e avaliar rapidamente a estrutura depois de um acidente ou de uma ação da natureza.

Os dados do monitoramento são capazes de confirmar ou contestar os princípios que servem de base para o modelo numérico teórico de projeto, o que permite refinar estes modelos, aproximando-os do comportamento físico real da estrutura que representam. Consequentemente, os resultados permitem definir o nível de segurança da estrutura.

O sistema de monitoramento pode ser aplicado a curto prazo ou a longo prazo na estrutura, sendo os dois tipos com um custo de implementação considerável, entretanto pode-se aplicar a lógica de Radomski (2002) que afirma que os testes de campo em pontes são caros, mas que, em geral, esses custos são insignificantes comparados ao custo da construção de uma nova ponte. Na maioria das vezes, os métodos de monitoramento de curto prazo possuem benefícios, tais como, proporcionar uma verificação do estado atual da estrutura, aumentar a eficiência na quantificação das solicitações reais quando atuam cargas acidentais e possibilitar a determinação de parâmetros relativos à segurança estrutural e à calibração de modelos matemáticos. Contudo esses métodos não são suficientes quando se pretende avaliar a vida útil remanescente da estrutura, oscilações de temperaturas, os processos de degradação associados

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

aos fenômenos ambientais e/ou as implicações dos históricos de carregamentos, sendo necessário um monitoramento a longo prazo ou contínuo.

A escolha da grandeza física a ser monitorada depende do estudo planejado para a estrutura (TICONA MELO, 2011). As grandezas medidas mais relevantes para este trabalho foram as deformações e deslocamentos, sendo necessária, assim, a utilização de aparelhos específicos (Figura 3) para medi-las, como:

- a) extensômetros elétricos: também chamados de “*strain gages*”, são utilizados para medir deformações impostas, relacionando-as às variações na resistência interna (PORTELA, SILVA, 1996, apud TICONA MELO, 2011). Agregam vantagens como alta precisão, boas respostas para fenômenos dinâmicos e atuação numa ampla faixa de temperatura (ANDOLFATO et al., 2004, apud TICONA MELO, 2011);
- b) transdutores indutivos de deslocamento (*LVDT* – “*Linear Variable Differential Transformers*”): utilizados para aferição de deslocamentos decorrentes de carregamento estático e dinâmico. Dispositivos que usam o princípio da indução eletromagnética, evitando, assim, o próprio desgaste. O movimento do núcleo entre as bobinas provoca uma tensão de saída variável que depende da posição do núcleo e do material utilizado nele (TICONA MELO, 2011).

Figura 3 – Fotos de (a) extensômetro elétrico e (b) LVDT

(a)

(b)

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

2.3 Manutenção e Reabilitação de Pontes

Manutenção, em uma definição mais abrangente, é um processo multicomponentes que visa atender todas as condições relacionadas com a utilização segura de pontes durante a vida em serviço delas. De modo geral, a reabilitação de pontes inclui reparo, reforço, modernização e até mesmo substituição da estrutura antiga ou de alguns dos membros por novos. Portanto, é possível afirmar que reparo, substituição, reabilitação e reforço são parte integrantes do processo de manutenção, sendo este, em muitos casos, um fator decisivo na durabilidade da ponte (RADOMSKI, 2002).

No modelo de *BMS* proposto por Hudson et al. (1987), esses conceitos estão inseridos nos Módulos de Seleção dos Principais Níveis de MRR e de Manutenção, apresentados em 2.1. Uma ideia similar, apresentada por De Brito e Branco (1998), define o submódulo de Manutenção como trabalhos realizados frequentemente nas estruturas, enquanto o submódulo de Reparo está relacionado com trabalhos de reparo estrutural importantes, considerando informações de durabilidade e modernização da estrutura provenientes das inspeções.

A reabilitação de pontes está diretamente ligada à avaliação e à análise da condição técnica do desempenho da estrutura prévia aos trabalhos de reparo e modernização (“*retrofit*”). Segundo Rostam (1992, apud RADOMSKI, 2002), a avaliação é uma interação complexa entre dados estruturais, do ambiente que a ponte está instalada e de serviço da estrutura, dados de inspeções visuais, dos testes de campos e das investigações de laboratório.

Esses processos, muitas vezes, podem ser mais difíceis e complexos que a construção de novas pontes, sendo umas das tarefas mais importantes na área de engenharia civil atual. Entretanto esses trabalhos de reabilitação, reforço, modernização geométrica de pontes possuem uma vantagem sobre a construção de novas edificações, não impactam tanto o tráfego

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

local, pois podem ser feitos sob condições normais de circulação de veículos ou com apenas algumas limitações de faixa ou horário (RADOMSKI, 2002).

Anteriormente à realização da reabilitação dessas Obras de Arte Especiais (OAE), devem-se analisar com muito critério as técnicas construtivas e os materiais a serem adotados, visto a infinidade de possibilidades. As regras gerais de elaboração do projeto de recuperação estrutural de pontes propostas por Radomski (2002, p. 109) englobam o entendimento de problemas fundamentais como: causas, natureza e tipo da deterioração dos materiais; escala da deterioração, se atinge local ou globalmente a estrutura; profundidade da degradação; elementos que deterioraram e sob quais esforços estavam submetidos; condições do ambiente; propósito do reforço, restauração da capacidade prévia de carregamento ou aumento dessa capacidade; e se a necessidade da recuperação é estética ou estrutural.

As respostas para os pontos levantados anteriormente podem ser encontradas na inspeção da ponte, tanto no local como pelos testes de laboratório, assim como em análises teóricas, resultando na decisão mais apropriada de material e técnicas de reforço e recuperação da estrutura. Uma prescrição importante para a escolha dos materiais do reforço é que os mesmos devem ser física e quimicamente compatíveis com o material que será reparado. Desta forma, a seleção do material apropriado para o reparo e a recuperação de pontes é uma tarefa difícil e necessita de muita experiência na área e até de intuição técnica do profissional (RADOMSKI, 2002).

Recuperação de pontes é quase sempre efetuada em condições extremamente difíceis, tanto pela questão da acessibilidade aos elementos estruturais deteriorados quanto pelos trabalhos a serem executados em condições normais de tráfego (RADOMSKI, 2002, p. 112).

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

2.4 Contextualização Histórica

As pontes representam uma herança da história industrial e ainda possuem papel importante na infraestrutura das rodovias e ferrovias (COSTA; FIGUEIRAS, 2013).

Com o objetivo de preservar as pontes históricas, as seguintes ações devem ser seguidas na ordem (MILLER, 1995):

- a) identificar e preservar as estruturas históricas;
- b) proteger e dar manutenção;
- c) reabilitar a estrutura, seguindo prescrições de que a estrutura reabilitada deve ser sã e preencher as necessidades do sistema de transporte;
- d) substituir a OAE histórica.

A substituição se torna necessária quando a ponte não atende à funcionalidade dela no sistema de transporte de forma segura. Uma sugestão para a mitigar a sensação da perda da ponte histórica, apresentada por Miller (1995), é a preservação de alguns dos aspectos e elementos na nova estrutura.

2.5 Danos Típicos de Pontes de Aço

A deterioração de pontes é influenciada pelos seguintes fatores fundamentais (RADOMSKI, 2002):

- a) intrínsecos: são aqueles inerentes a estrutura propriamente dita que causam sensibilidade ao dano. Exemplos são projetos e construções inadequados, qualidade dos materiais e idade da ponte;
- b) cargas do tráfego: são de natureza externa e estão relacionadas com a velocidade de circulação, o aumento da quantidade de veículos pesados, e as mudanças geométricas

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

desses, alterando a aplicação dos carregamentos na estrutura (como, por exemplo, estreitamento dos eixos dos caminhões aplicando cargas mais concentradas nos pavimentos ou a mudança da passagem de trens a vapor para trens elétricos);

- c) climáticos e do meio-ambiente: são aqueles de natureza atmosférica e que podem ser divididos em independentes da ação do homem – oscilação da temperatura, chuva, pressão do vento – e dependentes da atividade humana – poluição atmosférica e lançamentos de produtos químicos agressivos nos rios e lençóis freáticos. Apenas alguns desses parâmetros são considerados durante a etapa de projeto, como mudanças de temperatura e pressão do vento, os demais apresentam alto grau de dificuldades em mensurar e prever;
- d) manutenção: está relacionada com a qualidade e intensidade de medidas preventivas que, na falta de uma rotina apropriada, provoca a degradação da estrutura, mesmo os outros fatores apresentando conformidade.

Um dos danos provenientes das cargas de tráfegos é a fadiga. Conforme estudado por Kühn (2013), quanto mais antiga é a ponte, mais a estrutura acumula danos parciais devidos aos ciclos de carregamentos. As inspeções visuais ocupam papel importante na detecção de danos, pois permitem a identificação de quase todos os tipos. Na maioria dos países, as inspeções são efetuadas a cada 5 ou 6 anos e, no intervalo entre as inspeções completas, algumas verificações simples podem ser realizadas.

Nas pontes de aço, o fator mais usual que leva a deterioração dos membros e ligações é a corrosão. Radomski (2002) lista cinco formas de corrosões: de superfície, reduzindo as seções transversais (STs); de furação, desenvolvendo-se nas camadas mais profundas de pequenas partes e causando concentração de tensões; de fissuração, ocorrendo na zona de contato entre elementos; galvânica, aparecendo nas camadas de contato entre diferentes metais; e de tensão, acontecendo em cabos de pontes estaiadas.

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

Os locais mais suscetíveis à corrosão das pontes de aço são a face inferior da laje de tabuleiro, ligações dos membros estruturais primários e secundários, transversinas próximas às cabeceiras, lugares com ventilação e drenagem insuficientes e, por fim, cruzamentos entre as vigas principais com o tabuleiro (RADOMSKI, 2002).

No estudo de caso apresentado por Costa e Figueiras (2013), os problemas mais críticos identificados na ponte de aço estudada foram causados pela inexistência do revestimento de proteção e pela corrosão severa em alguns elementos estruturais. De modo geral, essas causas são as que acarretam os danos mais graves nas estruturas de aço.

2.6 Métodos de Reforço para Estruturas de Aço

No caso de pontes de aço, a escolha da técnica de reforço adequada é mais importante que a escolha do próprio material de reforço e o processo de reparo pode ser considerado mais homogêneo que em estruturas de concreto, já que, geralmente, somente o aço compõe as primeiras. Entretanto o reparo e o reforço de estruturas de aço podem ser, em muitos casos, mais complexos e exigirem a utilização de técnicas e materiais avançados (RADOMSKI, 2002).

Segundo Radomski (2002, p. 208), os danos mais importantes, que os elementos estruturais de aço podem sofrer são:

- a) corrosão dos elementos e/ou das ligações;
- b) efeitos de fadiga no aço e consequente comportamento frágil do material;
- c) fratura mecânica dos membros e das ligações, incluindo a causada por colisão.

Pontes de aço possuem uma especificidade relativa à avaliação técnica da saúde estrutural, pois, além de serem necessárias à avaliação dos elementos primários, como longarinas, transversinas; e dos elementos secundários, como enrijecedores e contraventamento, deve ser feita uma investigação sobre as condições das ligações entre os

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

mesmos, como soldas, rebites, placas de ligação e parafusos. A qualidade das ligações metálicas afeta a segurança da ponte diretamente, independente da condição individual dos elementos estruturais, conforme Radomski (2002, p. 209).

Um fato interessante enfatizado por Radomski (2002, p. 209) sobre a condição técnica das pontes de aço existentes que se mostra geralmente superior à condição das pontes de concreto para o mesmo tempo de serviço. Deve-se isto à aplicação da proteção anticorrosiva no aço, à facilidade de renovação dessa proteção e à viabilidade de inspeção e observação de quaisquer defeitos mecânicos ou corrosão nos elementos e ligações. As técnicas de reparos de estruturas metálicas são esquematizadas na Figura 4, entretanto, para a obtenção de um processo completo de reabilitação, devem ser aplicadas em conjunto, ao invés de separadamente.

Figura 4 - Diagrama das Técnicas de Reparo para Pontes Metálicas

(adaptado de RADOMSKI, 2002)

CAPÍTULO 2 TÉCNICAS DE MONITORAMENTO E REFORÇO DE PONTES

Neste trabalho, são explicadas apenas as técnicas relacionadas com o estado de conservação e com o reforço das trocas das diagonais da Ponte Imperial Dom Pedro II, a descrição das demais técnicas pode ser encontrada com mais detalhes em Radomski (2002).

A primeira técnica, remoção de corrosão e limpeza da superfície, tem caráter decisivo em todo processo e, geralmente, é aplicada independentemente do nível de reabilitação pretendido (local ou global), devendo, assim, anteceder as outras técnicas. O grau de preparação da superfície desejada impacta diretamente na seleção dos métodos de limpeza e de remoção de corrosão, podendo variar da limpeza mais superficial a mais profunda (RADOMSKI, 2002).

A técnica de remoção de elementos ou ligações afeta o sistema estático da estrutura, exigindo o uso de suportes e dispositivos de segurança temporários. Um desdobramento dessa técnica é a substituição dos elementos estruturais, que se mostra tecnicamente mais efetiva e menos dispendiosa quando comparada ao reparo de elementos muito deteriorados. Um aspecto imprescindível na substituição é a análise da compatibilidade entre o novo material e o antigo para evitar efeitos de corrosão galvânica (RADOMSKI, 2002).

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

O foco deste trabalho é uma ponte treliçada de aço com ligações rebitadas, com duas treliças principais idênticas localizada no estado da Bahia, Brasil. Este capítulo apresenta as características da estrutura, os programas de monitoramento instalados e o reforço de substituições dos elementos tracionados.

3.1 Contexto Histórico

A Ponte Imperial Dom Pedro II, objeto em estudo, foi construída para a transposição do Rio Paraguaçu, dentro do espaço urbano, ligando as cidades de Cachoeira e São Félix, no estado da Bahia, Brasil. A ponte é de grande importância histórica e logística para o país, pois integra a Ferrovia Centro-Atlântica (FCA), que opera com cargas ferroviárias, principalmente granéis, e cuja localização esquemática encontra-se na Figura 5 (MARQUES; BORGES; HUNE, 2013).

Figura 5 – Mapa esquemático de localização da Ponte Imperial Dom Pedro II

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

No início do período República (1889-1930), a ponte e a malha ferroviária a que pertence beneficiaram a cidade de São Félix, chamada de Cidade Industrial, permitindo o escoamento da produção de charutos para exportação (IPHAN, 2014b).

A construção da ponte ocorreu no período de 1882 a 1885, e os elementos da estrutura treliçada de aço são feitos de ferro pudlado, material fabricado na Inglaterra (BITTENCOURT, 2012). A ponte é uma OAE ferroviária, com circulação de veículos rodoviários, como caminhões e carros de passeio, além de passagem de pedestres. A vista geral da ponte é apresentada na Figura 6.

Figura 6 - Vista geral da Ponte Imperial Dom Pedro II

Nos últimos anos, essa ponte foi submetida a planos de monitoramento e trabalhos de manutenção e reabilitação. Em 2012, foi instalado um monitoramento de curto prazo e, em 2017, um de médio prazo (COLOMBO et al., 2019). Esses programas de monitoramento atenderam aos requisitos do IPHAN, órgão regulamentador e responsável pelo tombamento do conjunto arquitetônico da cidade de Cachoeira em 1971 (IPHAN, 2014c). O monitoramento dessa OAE, assim como a manutenção dela, investigação quanto a reforços necessários e modelagem numérica da estrutura nas diversas condições contribuem para a preservação da saúde estrutural e funcionalidade da ponte, patrimônio do país.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

3.2 Descrição da Estrutura e dos Materiais

As treliças principais da ponte são do tipo Warren Dupla com tabuleiro inferior, apoiadas em cinco pilares, aparentemente maciços, através de aparelhos de apoio metálicos de roletes, que permitem a movimentação da estrutura. Esses itens são ilustrados na Figura 7 (BITTENCOURT, 2012).

Figura 7 – (a) Foto da treliça tipo Warren Dupla com tabuleiro inferior da Ponte Dom Pedro II, (b) ilustração da treliça Warren^[1] e (c) ilustração do aparelho de apoio tipo rolete^[2]

(adaptado de [1] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION, 2003; [2] COSTA, 2009)

O comprimento total da ponte de 366 metros é dividido em quatro tramos isostáticos biapoiados de 91,6 m cada. As treliças são compostas de banzos paralelos com diagonais inclinadas a 45° nos dois sentidos, além de elementos verticais denominados montantes, totalizando 8 m de altura. O tabuleiro tem largura de 9,5 m, acrescido de cerca de 2 m para cada lado, configurando as passarelas destinadas à circulação de pedestres (MARQUES; BORGES; HUNE, 2013). A Figura 8 mostra vistas gerais da ponte (longitudinal e em planta) e indicação dos tramos, cujo sentido da numeração foi adotado da cidade de São Félix para a cidade de Cachoeira e dos apoios, sendo deslizantes o AP2 e o AP4 e fixos os AP1, AP3 e AP5 (BITTENCOURT, 2012).

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 8 – Projeto da Ponte Dom Pedro II com vistas longitudinal e em planta

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

A linha férrea é constituída de trilhos de perfis TR57 com bitola métrica fixados sobre as vigas longitudinais do tabuleiro da ponte. Essas vigas apoiam-se nas transversinas, que, por sua vez, estão apoiadas nos banzos inferiores, e possuem longarinas segmentadas entre elas. O contraventamento horizontal dos banzos inferiores é feito por barras de seção “U”, conectando-os às longarinas. A Figura 9 mostra os elementos do tabuleiro.

Figura 9 – Foto da vista inferior dos elementos do tabuleiro da ponte

Já a parte superior da ponte possui banzos das treliças opostas ligados entre si por vigas travessas e barras de contraventamento de seção “L”, que se cruzam em forma de “X”. Em cada tramo, nas extremidades e nos quartos do vão, existem pórticos externos à treliça principal que apoiam a passarela de pedestre. Nos pórticos de extremidade e dos apoios, há, ainda, vigas, montantes e contraventamento vertical em forma de “X” composto por barras de seção “U”. As diagonais tracionadas são compostas por duas chapas retangulares paralelas (chapa interna e externa) e as diagonais comprimidas também são duas chapas (chapa interna e externa), porém compostas por cantoneiras duplas e estas interligadas por contraventamentos intermediários com seção retangular em forma de “X” (BITTENCOURT, 2012). A Figura 10 registra todos esses elementos mencionados da superestrutura.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 10 – Foto dos elementos da superestrutura

O levantamento geométrico da ponte resultou nas medidas do tramo tipo como mostra a Figura 11. Analogamente, as seções transversais dos membros estruturais, sendo eles: os banzos superior e inferior (Figura 12), as diagonais comprimidas (Figura 13), as vigas longarinas (Figura 14), as diagonais tracionadas ou tirantes (Figura 15), os montantes (Figura 16) e as vigas transversinas (Figura 17), foram medidas sem a retirada da pintura e considerando a média aritmética de três pontos diferentes de medida. As espessuras foram medidas com paquímetro digital com sensibilidade de 0,01 mm e as outras dimensões foram feitas usando trena metálica graduada em milímetro (BITTENCOURT, 2012).

No caso de recuperação de pontes, a identificação do material é de fundamental importância para a escolha do material apropriado para o reparo e o reforço, principalmente no caso de pontes antigas de aço (RADOMSKI, 2002).

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 11 – Vistas lateral e frontal do tramo tipo após levantamento geométrico

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 12 – Cadastro das seções transversais dos banzos superiores e inferiores da ponte

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 13 – Cadastro das seções transversais das diagonais comprimidas da ponte

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

Figura 14 – Cadastro das vigas longarinas do tabuleiro da ponte

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 15 – Cadastro das seções transversais das diagonais tracionadas (tirantes) da ponte

TIRANTES

TIRANTE TÍPICOS
MEDIDAS EM MM

ELEM.	DIMENSÕES (mm)		OBSERVAÇÕES
	L1	E1	
T1	275	18,5	
T2	251	18,5	
T3	251	16,4	
T4	251	15,5	
T5	229	15,5	
T6	229	14,2	
T7	227	12,5	
T8	229	11,0	
T9	229	9,2	
T10	229	9,2	
T11	229	9,2	
T12	*	*	TRELIÇADA

TIRANTE T12 E T13
MEDIDAS EM MM

CORTE A-A

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 16 – Cadastro das seções transversais dos montantes da treliça e dos pórticos da ponte

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

Figura 17 – Cadastro das vigas transversinas do tabuleiro da ponte

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

3.2.1 Ferro Pudlado

A caracterização do material construtivo de uma OAE de aço, que inclui a definição das características metalúrgicas e das propriedades mecânicas do material, é fundamental para avaliar a capacidade resistente e durabilidade da estrutura na totalidade.

A Ponte Dom Pedro II passou por uma investigação e ensaios em laboratório com a utilização de análise microestrutural e micrografia em amostras retiradas da ponte. Uma das primeiras descobertas foi que a ponte não utilizava o aço estrutural, mas sim uma liga metálica com características entre o aço e o ferro fundido, denominada de ferro pudlado.

O ferro pudlado é um produto siderúrgico obtido no estado pastoso com numerosas partículas de escória, formando finas lâminas, cujo processo de fabricação utiliza moldes vazados e depois pudlado, que significa agitado ao ar por barras para a redução de teor de carbono com a consequente formação do aço (MADEIRA, 2009). Esse material tem propriedades intermediárias entre as do ferro fundido e as do aço, sendo estruturalmente melhor que o primeiro, com mais ductibilidade e ausência de ruptura frágil, porém menos dúctil e resistente que o segundo. Geralmente, a microestrutura do ferro pudlado é irregular, fazendo com que as melhores propriedades se manifestam segundo a direção da laminação e pioram segundo a direção transversal à laminação e na espessura da peça.

Durante o século XIX, o ferro pudlado era o material utilizado na construção de pontes metálicas, porém, no século XX, foi substituído pelo aço estrutural. Pontes inteiras ou com apenas alguns elementos feitos desse material encontram-se em funcionamento até hoje, mesmo ele não sendo mais empregado em novas construções há um século. Nos últimos tempos, houve um aumento no interesse por esse material, justamente atendendo à necessidade de gerenciar, restaurar, reforçar e prolongar a vida útil de estruturas históricas (KELTON; ARWADE; LUTENEGGER, 2011).

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

A caracterização do ferro pudlado, conduzida por equipes de trabalho prévias à atuação do GMEC, foi feita em laboratório para verificar a composição química e propriedades mecânicas. A amostra utilizada foi uma chapa de contraventamento da diagonal comprimida, da qual foram preparados dois corpos-de-prova (CPCH1 e CPCH2) para o ensaio de tração, como ilustra a Figura 18 (PMEP, 2016).

Figura 18 – Amostra para caracterização do material: (a) chapa de contraventamento da diagonal comprimida e (b) dois corpos-de-prova (CPCH1 e CPCH2) extraídos da chapa

(Fonte: adaptado de PMEP, 2016)

Como exibe a Tabela 1 e a Figura 19, os valores obtidos nos ensaios para as tensões de ruptura estão em conformidade com aqueles encontrados na literatura para o ferro pudlado. Como no trabalho de Hatfield (2001), cujos valores de tensões foram compilados de várias fontes e apresentaram uma variação para a mínima f_y do ferro pudlado entre 172 MPa e 179 MPa e para a mínima f_u um intervalo entre 317 MPa e 345 MPa.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de tração nas amostras CPCH1 e CPCH2 da Ponte Dom Pedro II

Amostra	Limite de resistência à ruptura (MPa)	Deformação na ruptura (%)
CPCH1	330-345	16,2
CPCH2	360-375	18,4

(Fonte: adaptado de PMEP, 2016)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 19 – Diagramas tensão x deformação do (a) CPCH1 e (b) CPCH2

(Fonte: adaptado de P MEP, 2016)

Os diagramas dos corpos-de-prova (Figura 19) não mostraram patamar de escoamento bem definido, impossibilitando a determinação direta do limite de escoamento, porém as curvas apontam para um material com relativa ductibilidade (PMEP, 2016)p. Os valores das propriedades do ferro pudlado empregados neste trabalho estão baseados na caracterização e nos valores usuais da literatura, conforme apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores adotados para as propriedades do ferro pudlado após caracterização

Propriedade	Valor
Massa específica (ρ_a)	7,850 kgf/m ³
Tensão de escoamento (f_y)	150 MPa
Tensão de ruptura (f_u)	320 MPa
Módulo de elasticidade (E)	195 GPa
Coeficiente de Poisson (ν_a)	0,28

(Fonte: MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

Uma vantagem do ferro pudlado sobre outros aços é a maior resistência à corrosão, justificando muitas das estruturas feitas desse material, como é o caso da Ponte Dom Pedro II, ainda estarem em serviço atualmente. Já uma desvantagem do ferro pudlado é a alta variabilidade das propriedades dele quando comparada à variabilidade do aço. Kelton et al. (2011) aponta que a resistência do ferro pudlado pode variar de uma ponte para outra e que

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

ainda pode haver variação significativa entre elementos da mesma estrutura. Além disso, afirma que a tensão de escoamento apresenta maior variabilidade que a tensão de ruptura.

3.2.2 Materiais utilizados nos reforços

Além da identificação e caracterização do material originalmente empregado na ponte, outro fator considerável é a interação do ferro pudlado com os materiais empregados nos reforços, considerando o impacto no comportamento global da ponte.

Em 2007, a ponte sofreu algumas intervenções, como a substituição do estrado de madeira por um tabuleiro de placas metálicas, a renovação dos aparelhos de apoio e a incorporação de alguns elementos nas vigas transversinas e longarinas para reforço das vigas, como mostra a Figura 20. Nesse processo de reabilitação, o aço utilizado foi o ASTM A36. (MARQUES; BORGES; HUNE, 2013).

Figura 20 – Intervenções prévias na ponte com (a) tabuleiros de chapas metálicas e elementos de reforço na parte inferior das (a) vigas transversinas e (c) vigas longarinas

(a)

(b)

(c)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Já o reforço estudado neste trabalho, as novas diagonais tracionadas, utiliza o aço ASTM A572 Grau 50. A Figura 21 exibe as duas diagonais tracionadas, uma sendo a chapa antiga feita de ferro pudlado e a nova barra da diagonal feita de ASTM A572 Grau 50.

Figura 21 – Foto das diagonais tracionadas: à esquerda, a chapa antiga em ferro pudlado, e, à direita, a nova diagonal em aço ASTM A572 Gr. 50

A Tabela 3 indica as propriedades de cada um desses materiais que foram utilizados na modelagem computacional da ponte.

Tabela 3 – Propriedades dos aços utilizados nos reforços da ponte

Propriedade	ASTM A36 ^[2]	ASTM A572 Gr. 50 ^[1]
Massa específica (ρ)	7,850 kgf/m ³	7,850 kgf/m ³
Tensão de escoamento (f_y)	250 MPa	345 MPa
Tensão de ruptura (f_u)	400 MPa	450 MPa
Módulo de elasticidade (E)	210 GPa	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,28	0,3
Teor de Carbono	0,25 a 0,30	-

(Fonte: [1] BITTENCOURT, 2018; [2] PMP, 2016)

O aço ASTM A36 é um aço-carbono, ao passo que o tipo ASTM A572 Gr. 50 é um aço de alta resistência e baixa liga, que, por consequência, apresenta uma resistência mecânica maior que o primeiro sem comprometer a soldabilidade dele.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

3.3 Inspeção e Patologias

Inspeções na ponte foram necessárias para identificação da geometria e do estado de conservação da OAE, das patologias presentes e determinação do nível de segurança estrutural. As ações supracitadas foram etapas necessárias para implementação dos monitoramentos na Ponte Imperial Dom Pedro II (BITTENCOURT, 2012).

Em 2012 e 2017, a OAE passou por inspeções visuais, que permitiram identificar os elementos, o material utilizado e catalogar as anomalias na estrutura, apenas na superestrutura e na mesoestrutura. O levantamento geométrico, apresentado no item 3.2, também foi resultado dessas inspeções iniciais e essas informações serviram de base para a criação dos modelos numéricos da ponte. Vale ressaltar que os danos encontrados não foram contabilizados diretamente nos modelos computacionais. A Tabela 4 lista os elementos da ponte que foram inspecionados e apresenta justificativas para aqueles que não puderam ser inspecionados.

Tabela 4 – Elementos inspecionados e motivos da não inspeção do restante da Ponte Dom Pedro II

Elemento	Inspeccionado?			Motivo e/ou Observação
	Sim	Não	Parcial	
Superestrutura	Banzos Superiores	X		
	Vigas Travessas	X		
	Contraventamento Horizontal e Vertical Superiores	X		
	Diagonais e Montantes	X		
	Banzo Inferior		X	Acúmulo de detritos
	Vigas Longarinas		X	Não foi possível acessar a parte inferior da ponte com embarcação. Apenas dois terços da parte inferior do Tramo 1 pode ser inspecionado, pois, existia terra firme embaixo
	Vigas Transversinas		X	
	Vigas Longitudinais		X	
	Chapas Metálicas do Tabuleiro		X	
Mesoestrutura	Aparelhos de apoios		X	Apenas no pilar acessível pela terra firme
	Pilares		X	Apenas o topo do pilar pôde ser examinado
Infraestrutura		X		Não foi feita inspeção subaquática

(Fonte: RAMOS et al., 2019)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

De modo geral, as patologias observadas nessas inspeções foram aparelhos de apoio danificados; corrosão superficial generalizada em todas as regiões; corrosões consideráveis nos banzos inferiores e nas passarelas; corrosão dos rebites ou até mesmo falta deles em algumas ligações; diagonais tracionadas danificadas e em caso extremo com, pelo menos, uma barra rompida; deformações locais; flambagem nas peças; fissuração; perfurações nos elementos; acúmulo de detritos e de água.

A Tabela 5 ilustra essas anomalias estruturais encontradas na ponte de forma resumida, lembrando que os tramos foram numerados começando por São Félix e seguindo no sentido de Cachoeira, e que cada tramo tem treliças idênticas paralelas: a treliça de montante e a treliça de jusante, como apresentado no item 3.2. Mais informações podem ser encontrados no ANEXO A, que apresenta desenhos esquemáticos desse levantamento de danos em todos os tramos da ponte; no APÊNDICE A, apresentando uma relação mais completa das patologias com registro fotográfico; e, por fim, no estudo apresentado em (RAMOS et al., 2019).

Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (continua)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo

Degradação e esmagamento, provavelmente gerando vínculos não previstos na etapa de projeto

Aparelho de apoio - 1 -

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Corrosão superficial generalizada	Vigas travessas, diagonais, banzos, contraventamento superior e chapas metálicas do tabuleiro	M e J	Todos	-
Vigas transversinas e longarinas, contraventamento inferior e vigas longitudinais do tabuleiro	-	1 e 4	Oxidação mais intensa nas cabeceiras, pois a geometria contribui para o acúmulo de água, lama e detritos
Corrosão acentuada com perfuração	Banzo inferior – BI21	M	4	-
Corrosão localizada com perda de seção transversal acentuada	Banzo inferior	M	4	-

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Trelica	Tramo
Drenagem inexistente com acúmulo de água	Banzo inferior – BI17	J	1	-
Corrosão localizada com formação de bolsão de ferrugem	Ligações rebitadas entre diagonais	-	-	-
Deformação e flambagem localizada	Diagonal tracionada – DT19	M	2	Talvez, essas barras, sopostamente tracionadas, tenham sofrido uma alteração na solicitação por algum evento atípico, causando deformações permanentes
	Substituição de rebites por parafusos
Fissuração com rompimento	Viga inferior do pórtico na entrada de São Félix, limitadora de gabarito vertical da ponte	-	Sobre API	-
	Ou deformação causada por colisão de veículo				

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Deformação localizada	Contraventamento da diagonal comprimida – DC22	J	1	-
Rompimento do elemento	Contraventamento da diagonal comprimida – DC3	J	2	-
Emenda na ligação onde ocorreu ruptura	Diagonal tracionada – DT7	M	4	-
Ausência de conector na ligação	Diagonais e montante – DC12, DC13	J	2	-

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Tabela 5 – Resumo das anomalias encontradas na ponte e localização (conclusão)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Deformação afetando o conforto do usuário	Chapa metálica do tabuleiro e linha férrea	-	-	-
	Corrosão, perfuração e desgaste
Corrosão acentuada com perfuração	Vigas transversinas	-	-	-
	Acúmulo de detritos
Corrosão acentuada com perda de seção	Vigas transversinas	-	sobre AP2	Teoricamente devido à corrosão
	Rompimento do elemento				

Legenda:

M – Treliça de Montante

J – Treliça de Jusante

(Fonte: adaptado de RAMOS et al., 2019)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Durante o período decorrido entre as duas inspeções, houve o envelhecimento natural da estrutura, porém alterações e intervenções foram feitas, apesar de não ter sido elaborado um plano de manutenção específico. Algumas diferenças observadas foram: o aumento da corrosão em alguns elementos, como o sistema de vigamento do tabuleiro e o banzo inferior, mostrado na Figura 22; limpeza e substituição da viga transversina do apoio, como mostra a Figura 23; substituições de seis diagonais tracionadas (DT14 a DT19) e troca parcial de uma diagonal comprimida (DC12) no tramo 3 (Figura 24), sendo os novos elementos barras de seção retangular de 229x16,6 mm (COLOMBO et al., 2019).

Figura 22 – Evolução da corrosão (a) vista inferior do tabuleiro em 2012 (b) situação dos elementos do tabuleiro em 2017 (c) e (d) perfuração em alguns banzos inferiores em 2017

(Fonte: adaptado de COLOMBO et al., 2019)

Figura 23 – Limpeza e substituição de viga transversina (a) 2012 (b) 2017

(Fonte: adaptado de COLOMBO et al., 2019)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 24 – Substituição de diagonais observadas em 2017 (a) diagonal comprimida parcialmente substituída (b) diagonais tracionadas novas

(a)

(b)

(Fonte: adaptado de COLOMBO et al., 2019)

As substituições de diagonais apresentadas na Figura 24 foram operações de reforço pontuais que aconteceram entre 2012 e 2017 e foram observadas nas inspeções visuais da ponte, não sendo essas trocas o objeto de estudo desta pesquisa. As descobertas proporcionadas pelas inspeções visuais indicaram alguns trabalhos de reabilitação nessa ponte de modo a melhorar o estado de conservação e prolongar a vida útil dela. Foi recomendado que: a estrutura passasse por limpeza e pintura, para remover detritos e a corrosão superficial presente em muitos elementos, com especial atenção para os banzos inferiores e vigamento do tabuleiro; fossem criados dispositivos de drenagem nos banzos inferiores para evitar acúmulo de água; vedassem as juntas longitudinais para não acumular detritos nos elementos; fossem substituídos os aparelhos de apoio; fossem trocados os elementos danificados, como é o caso das chapas de piso e de todas as diagonais tracionadas de quatro tramos. O último reforço citado é o foco deste estudo, sendo detalhado nos próximos itens deste capítulo (BITTENCOURT, 2017a).

3.4 Monitoramento de Curto Prazo

O sistema de monitoramento de pontes exige a definição dos sensores e transdutores, instalação de cabos e caixas de ligação, instalação de sistemas de aquisição, transmissão de

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

dados e outros aparelhos complementares, a serem instalados na ponte para avaliar o comportamento estrutural dela.

Em 2012, a Ponte Imperial Dom Pedro II passou por uma campanha de monitoramento de curta duração (“*short-term monitoring*”) para uma avaliação de desempenho estrutural. O monitoramento considerou as variações do comportamento estrutural relacionado às ações de curta duração, como, por exemplo, as passagens de veículos (trens e caminhões) durante o período investigado, de 19/06/2012 a 21/06/2012 (BITTENCOURT, 2012). As grandezas coletadas e necessárias para este estudo foram deformações (permitindo cálculo das tensões e forças atuantes) e deslocamentos, apenas dos tramos 1 e 2, causados em elementos-chave da superestrutura devido à passagem de um trem carregado, denominado C260, que teve uma duração de cerca de 530 segundos, isto é, 8,8 minutos, e se deslocou no sentido de São Félix para Cachoeira (BITTENCOURT, 2012).

Os banzos superiores e inferiores, as diagonais tracionadas e comprimidas, as vigas transversinas e os reforços dos dois tramos foram instrumentados com extensômetros de resistência elétrica (E), transdutores indutivos de deslocamento (LVDT) e acelerômetros piezoelétricos (Ac). A Tabela 6 mostra os símbolos adotados e as finalidades dos sensores, enquanto a Figura 25 ilustra o posicionamento dos sensores nos vãos. Nota-se que os sensores entre parênteses correspondem a sensores instalados simetricamente nas treliças de montante e jusante, e sensores com (a,b) indicam a chapa interna e a chapa externa, para o caso das diagonais, e a mesa inferior e superior, no caso das vigas.

Tabela 6 – Legenda escolhida para os sensores utilizados no monitoramento de curto prazo

Símbolo	Nome do sensor	Especificação e posicionamento
E	Extensômetro elétrico (“strain gages”) para medir deformação (ϵ)
AcT e AcV	Acelerômetro transversal e vertical para medir acelerações
DV	Transdutores indutivos de deslocamento (LVDTs)

(Fonte: adaptado de MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 25 - Disposição dos sensores no tramo 1 e tramo 2 para monitoramento de curto prazo

VISTA LONGITUDINAL – TRELIÇA MONTANTE – TRAMO 1
MEDIDAS EM METRO

VISTA LONGITUDINAL – TRELIÇA MONTANTE – TRAMO 2
MEDIDAS EM METRO

(Fonte: adaptado de MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

O sistema de aquisição de sinal utilizado foi o SCXI da marca *National Instruments*, ao passo que a medição e a análise dos dados utilizaram o programa *LabVIEW* versão 9.01 (BITTENCOURT, 2012). A Figura 26 apresenta os equipamentos utilizados em campo no Monitoramento de Curto Prazo.

Figura 26 – Equipamento de aquisição de dados do Monitoramento de Curto Prazo (a) dados em tempo real (b) computador

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2012)

Os extensômetros elétricos foram instalados nos banzos superiores e inferiores (E1-E13), nas diagonais comprimidas e tracionadas (E20-E31) e nas vigas transversinas (E44-E47). As acelerações foram medidas por acelerômetro piezoelétrico posicionado no meio do vão do tramo 1 (AcV3). Os deslocamentos verticais foram medidos por transdutores situados nos montantes dos pórticos centrais externos do tramo 1 (DV2 e DV4). A escolha da posição dos sensores foi quase sempre intencional para que ficasse fora do alcance dos usuários da ponte, em prol da preservação dos equipamentos. Em alguns elementos, cuja tensão era variável, a posição dos sensores conciliou lugares de máximos esforços com o difícil acesso. A Tabela 7 descreve a localização dos sensores nos elementos estruturais.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Tabela 7 – Localização dos sensores nos elementos do Monitoramento de Curto Prazo

Sensor	Descrição
Extensômetros elétricos dos banzos	
E1	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 2 (BS13)
E2	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 2 (BS16)
E3	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 2 (BS20)
E4	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 1 (BS12)
E5	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 2 (BI13)
E6	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 2 (BI16)
E7	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 2 (BI20)
E8	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 1 (BI12)
E9	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 2 (BS13)
E10	Extensômetro instalado no banzo superior no meio do vão – Tramo 1 (BS12)
E11	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 2 (BI13)
E12	Extensômetro instalado no banzo inferior no meio do vão – Tramo 1 (BI12)
E13	Extensômetro instalado no banzo inferior em $\frac{1}{4}$ do vão da viga – Tramo 1 (BI5)
Extensômetros elétricos das diagonais comprimidas e tracionadas	
E20 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D16 – Tramo 2
E21 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal tracionada T23 - – Tramo 2
E22 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D17 – Tramo 2
E23 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D20 – Tramo 2
E24 (a,b)	Extensômetros instalados diagonal comprimida D24 – Tramo 2
E25 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal tracionada T21 – Tramo 2
E26 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal tracionada T23 – Tramo 2
E27 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal tracionada T4 – Tramo 1
E28 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D24 – Tramo 2
E29 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D1 – Tramo 1
E30 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal comprimida D5 – Tramo 1
E31 (a,b)	Extensômetros instalados na diagonal tracionada T2 – Tramo 1
Vigas transversinas	
E44 (a,b) e E45	Extensômetros instalados na transversina e no reforço próximo ao meio do vão – Tramo 1
E46 (a,b) e E47	Extensômetros instalados na transversina e no reforço próximo ao apoio AP1
AcV3	Acelerômetro localizado na direção vertical no meio do vão – Tramo 1
DV2 e DV4	Transdutor localizado na região do meio do vão em cada treliça – Tramo 1

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

A Figura 27 exhibe alguns dos sensores instalados em campo, no banzo inferior, diagonais, viga transversina e LVDT no meio do vão.

Figura 27 – Sensores instalados em campo (a) E8 no banzo inferior, (b) E44 na viga transversina (c) E23a na diagonal comprimida (d) E26B na diagonal tracionada (e) DV2 no montante do pórtico externo central (f) AcV3 instalado na viga transversina central (g) detalhe da foto anterior com foco no AcV3

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2012)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Externamente à ponte, outra instrumentação foi instalada nos trilhos da linha férrea para definir a carga de roda do trem C260 e o peso dos vagões. Os sensores utilizados para medir as deformações durante a passagem do trem foram calibrados com aplicação de forças, como mostra a Figura 28 (MARQUES; BORGES; HUNE, 2013). Os valores das cargas de rodas calculados, utilizando as deformações medidas, estão apresentados no ANEXO B e foram inseridos nos modelos numéricos, permitindo a calibração dos mesmos, como será apresentado no CAPÍTULO 4.

Figura 28 – (a) Foto do trem atravessando a ponte (b) calibração dos sensores para definição das cargas de rodas

3.5 Monitoramento de Médio Prazo

Em 2017, outro sistema de monitoramento foi instalado na Ponte Imperial Dom Pedro II. Desta vez, foram coletados dados por cerca de um ano de forma contínua, de junho/2017 até julho/2018, definindo a campanha como Monitoramento de Médio Prazo. O objetivo desse monitoramento foi observar o comportamento da estrutura em apenas um tramo, o tramo 4,

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

mais próximo a Cachoeira, além de avaliar a segurança dele e acompanhar o trabalho de reforço das trocas das diagonais tracionadas (BITTENCOURT, 2017b).

A instrumentação consistiu em sensores de deformações, rotação e acelerações longitudinais, verticais e transversais, e deslocamentos relativos, como detalhado a seguir (BITTENCOURT, 2017b):

- a) extensômetros elétricos de resistência instalados na linha neutra dos elementos, para leitura das deformações na direção axial e determinação dos respectivos esforços solicitantes e tensões atuantes;
- b) clinômetros (transdutores de rotação) para medir rotações longitudinais e transversais da estrutura numa escala global;
- c) defletômetros (transdutores indutivos de deslocamento) nos apoios para determinação dos deslocamentos transversais e longitudinais relativos entre os tramos 3 e 4;
- d) acelerômetros no meio do vão, para leitura das acelerações vertical, transversal e longitudinal, permitindo análise do comportamento dinâmico da estrutura;
- e) sensores de temperatura nas mesas superior e inferior da transversina do meio do vão.

A Figura 29 e Figura 30 ilustram as posições ao longo do tramo dos sensores mencionados.

MEDIDAS EM CM

LEGENDA:

- () EXTENSÔMETRO (1 GAGES)
- () EXTENSÔMETRO (4 GAGES)
- (A) ACELERÔMETRO
- ▼ (C) CLINÔMETRO
- (D) DEFLETÔMETRO

MEDIDAS EM CM

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017b)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 30 - Localização dos Sensores no Tramo 4 do Monitoramento de Médio Prazo – Planta inferior e treliça de jusante

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017b)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Como complemento, outros sensores locais foram instalados durante trocas específicas, detalhadas no próximo item. Embora a desinstalação desse sistema de Monitoramento de Médio Prazo tenha acontecido pela incompatibilidade com algumas operações de troca de diagonais, o sistema foi de fundamental importância para avaliar a situação da estrutura após cinco anos da última campanha de monitoramento.

Alguns sensores foram instalados na mesma posição do monitoramento anterior, como é o caso dos banzos inferiores e superiores. A Figura 31 mostra as fotos de alguns sensores instalados em campo.

Figura 31 – Sensores instalados em campo no Monitoramento de Médio Prazo (a) extensômetro no banzo superior (b) acelerômetro triaxial

(Fonte: adaptado de COLOMBO et al., 2019)

Além dos sensores instalados nos membros estruturais, um sistema de câmeras foi montado para monitorar o tráfego de veículos e trens, registrando fotos deles aos solicitarem os sensores. Um dos últimos trens registrados por esse sistema de Monitoramento de Médio Prazo é mostrado na Figura 32, o qual atravessou de São Félix para Cachoeira em julho de 2018.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 32 – Locomotivas do trem com vagões tanques sobre tramo 4 da ponte

3.6 Reforço Estrutural Estudado: Troca das Diagonais Tracionadas

Como a Ponte Imperial Dom Pedro II é uma estrutura tombada pelo patrimônio histórico (IPHAN), qualquer proposta de reabilitação e reforço deve manter as propriedades originais da ponte, sem alterar drasticamente a geometria e a estética dela.

Após os resultados das inspeções realizadas ao longo dos anos e pela condição de conservação da ponte, foram programadas grandes operações de reabilitação nessa estrutura tão antiga, com o objetivo de estender a vida útil dela, como, por exemplo, reforço nos banzos superiores com adição de chapa metálica, substituição dos apoios e pintura geral.

Entretanto a operação de reforço, foco deste trabalho, foi a troca da quase totalidade das diagonais tracionadas dos quatro tramos da ponte, 352 elementos, por barras com áreas maiores e feitas do aço ASTM A572 Gr. 50, cuja tensão de escoamento (f_y) é mais que duas vezes maior que a f_y do ferro pudlado, como mostrou a Tabela 3. Os projetos desse reforço são mostrados a seguir, com a indicação da sequência de troca sugerida pela equipe de projeto, na Figura 33 e o detalhamento das etapas executivas de trocas e seções transversais de projeto das novas diagonais, na Figura 34.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 33 – Projeto do reforço de troca das diagonais tracionadas na Ponte Dom Pedro II

(Fonte: adaptado de PMEP, 2016)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 34 – Projeto da sequência executiva para reforço das diagonais tracionadas

(Fonte: adaptado de PMP, 2016)

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Apesar de ser uma operação bem complexa do ponto de vista construtivo, esse reforço teve como princípio não alterar as características originais da OAE, substituindo os elementos metálicos danificados pela corrosão e que ultrapassavam tensões admissíveis (σ_{adm}) ou de escoamento (f_y) por peças mais resistentes, além de recompor as ligações e os conectores. As questões de custo e viabilidade construtiva desse reforço excetuado na ponte não foram avaliadas neste trabalho. A modelagem focou no tramo 4 (próximo a Cachoeira), cujas trocas foram parcialmente monitoradas. O trabalho iniciou-se pelo meio do vão até chegar nas extremidades, como mostra a Tabela 8. Em negrito, estão destacadas a primeira e a última troca.

Tabela 8 – Sequência de troca das diagonais tracionadas executada em obra no tramo 4

Vão	Treliça de Montante				Treliça de Jusante			
	Ordem	Barra Externa	Barra Interna	Ordem	Ordem	Barra Interna	Barra Externa	Ordem
Metade do vão mais próximo a cidade de Cachoeira	85 ^a	T1e	T1i	84 ^a	83 ^a	T1i	T1e	82 ^a
	60 ^a	T2e	T2i	61 ^a	62 ^a	T2i	T2e	63 ^a
	58 ^a	T3e	T3i	53 ^a	59 ^a	T3i	T3e	54 ^a
	51 ^a	T4e	T4i	49 ^a	52 ^a	T4i	T4e	50 ^a
	47 ^a	T5e	T5i	45 ^a	48 ^a	T5i	T5e	46 ^a
	43 ^a	T6e	T6i	20 ^a	19 ^a	T6i	T6e	44 ^a
	41 ^a	T7e	T7i	15 ^a	16 ^a	T7i	T7e	42 ^a
	37 ^a	T8e	T8i	11 ^a	12 ^a	T8i	T8e	38 ^a
	33 ^a	T9e	T9i	7 ^a	6 ^a	T9i	T9e	34 ^a
	29 ^a	T10e	T10i	3 ^a	4 ^a	T10i	T10e	30 ^a
	68 ^a	T11e	T11i	23 ^a	24 ^a	T11i	T11e	66 ^a
Metade do vão mais próximo a cidade de São Félix	69 ^a	T14e	T14i	22 ^a	21 ^a	T14i	T14e	67 ^a
	27 ^a	T15e	T15i	2 ^a	1^a	T15i	T15e	28 ^a
	32 ^a	T16e	T16i	8 ^a	5 ^a	T16i	T16e	31 ^a
	36 ^a	T17e	T17i	9 ^a	10 ^a	T17i	T17e	35 ^a
	39 ^a	T18e	T18i	13 ^a	14 ^a	T18i	T18e	40 ^a
	55 ^a	T19e	T19i	18 ^a	17 ^a	T19i	T19e	56 ^a
	64 ^a	T20e	T20i	25 ^a	26 ^a	T20i	T20e	57 ^a
	72 ^a	T21e	T21i	65 ^a	71 ^a	T21i	T21e	70 ^a
	73 ^a	T22e	T22i	75 ^a	76 ^a	T22i	T22e	74 ^a
	80 ^a	T23e	T23i	79 ^a	78 ^a	T23i	T23e	77 ^a
	85 ^a	T24e	T24i	81 ^a	87 ^a	T24i	T24e	88^a

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

As atividades de substituição das diagonais do tramo 4 começaram em março de 2018 e duraram cerca de cinco meses. No total, foram 88 elementos substituídos por tramo, sendo que, para cada treliça, de montante e de jusante, 11 barras internas (i) e 11 barras externas (e) foram trocadas em cada metade do vão.

Os trabalhos de troca das diagonais só foram realizados no período noturno, entre 21h e 5h, para minimizar os transtornos às cidades conectadas pela ponte, já que, para essa obra, foi necessária a interdição total do trânsito de veículos. O ritmo de trabalho foi, na maioria das vezes, de duas chapas substituídas por noite (BITTENCOURT, 2018). A Figura 35 mostra a primeira diagonal trocada do tramo 4, a T15i da treliça de jusante, em destaque na tabela anterior.

Figura 35 – Fotos da troca da primeira barra do tramo 4 (T15i) (a) e (b) retirada da diagonal antiga, (c) diagonal totalmente removida, (d) elemento novo instalado

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

As etapas do trabalho de substituição para cada chapa das diagonais iniciaram-se com a retirada dos rebites das ligações; em seguida, a colocação progressiva de parafusos provisórios em substituição aos rebites, possibilitando, assim, o alívio total das tensões na chapa devido ao peso próprio da ponte; logo depois, a retirada da barra antiga, limpeza e remoção da corrosão por ação mecânica manual de lixamento das ligações com os outros elementos estruturais; e, por fim, o posicionamento da barra nova da diagonal fixada com parafusos de alta resistência.

A ordem de troca das diagonais apresentada na Tabela 8 indicou que foram executadas estratégias distintas de substituição nesse mesmo tramo. A primeira estratégia para trocar as barras, denominada neste trabalho como Primeira Metodologia de Troca das Diagonais, foi observada a partir da 41ª troca, na qual as chapas externa e interna da mesma diagonal foram trocadas na sequência, e foi monitorada mais detalhadamente em campo, com sensores nas diagonais tracionadas, tanto antigas quanto novas, e nas diagonais comprimidas, para avaliar a redistribuição de esforços durante o reforço.

Já a segunda estratégia, designada de Segunda Metodologia de Troca das Diagonais, aconteceu da 1ª até a 26ª troca, na qual apenas chapas internas das diagonais tracionadas foram substituídas em cadeia, para depois serem trocadas as chapas externas complementares. Essa metodologia não contou com o monitoramento específico durante o reforço.

Apenas essa sequência de substituição das diagonais do Tramo 4, apresentada na Tabela 8, foi representada nos modelos numéricos, descritos posteriormente, para comparação com os dados do monitoramento da estrutura, validação da modelagem e avaliação das metodologias de trocas, detalhadas a seguir.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

3.6.1 Primeira Metodologia de Troca das Diagonais

A Primeira Metodologia propôs a substituição de uma chapa externa e, logo em seguida, a troca da chapa interna desse mesmo elemento, e vice-versa. Na sucessão, as diagonais em posições simétricas foram trocadas, respeitando a simetria longitudinal (plano do eixo da ponte) e transversal (perpendicular ao eixo da ponte) na maior parte do tempo. Esse processo construtivo pode ser observado a partir da 41ª substituição da Tabela 8.

Durante a obra, nove trocas foram monitoradas minuciosamente, seguindo a ordem apresentada pela Tabela 9, começando pela troca 43 da barra T6e da treliça de montante na metade do vão mais perto de Cachoeira e finalizando na T2i da 61ª troca.

Tabela 9 – Ordem das trocas monitoradas seguindo a Primeira Metodologia de Troca das Diagonais

Vão	Trelliça de Montante	
	Ordem	Elemento
Metade do vão mais próximo a cidade de Cachoeira	43 ^a	T6e
	45 ^a	T5i
	47 ^a	T5e
	49 ^a	T4i
	51 ^a	T4e
	53 ^a	T3i
	58 ^a	T3e
	60 ^a	T2e
	61 ^a	T2i

O objetivo do monitoramento durante a troca das diagonais tracionadas foi a medição das deformações nos elementos e avaliação dos respectivos esforços axiais e tensões, tanto nas barras envolvidas nas trocas como nas barras do entorno, já que o reforço causou alterações sucessivas da geometria e do peso próprio da estrutura (BITTENCOURT, 2018). Esses valores experimentais foram fundamentais para avaliar a distribuição de esforços nas barras da vizinhança durante as trocas das diagonais. A Figura 36 mostra o esquema da instrumentação.

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Figura 36 - Esquema de instrumentação durante as trocas das diagonais tracionadas monitoradas

As diagonais tracionadas T1 a T7, tanto a chapa interna (i) quanto a externa (e), e as diagonais comprimidas vizinhas, D0 a D6, foram instrumentadas com extensômetros elétricos na posição da linha neutra. Além disso, as novas barras instaladas também foram instrumentadas durante as trocas, conforme mostra a Figura 37.

Figura 37 – Fotos da instrumentação durante a troca das diagonais (a) sensor da T1e antiga, (b) sinalização dos sensores da T2 (i e e) antigas, (c) sensor na D0 e (d) extensômetro na T6e barra nova

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II

Quando a chapa antiga da diagonal é aliviada dos vínculos, com a retirada dos rebites, a medida de deformação verificada nos aparelhos do monitoramento representa exatamente a solicitação existente nessa barra, devido ao peso próprio da ponte imediatamente antes de ser retirada. Simultaneamente, as mudanças nas deformações das barras do entorno representam quanto desse esforço aliviado da barra que foi removida é absorvido por elas. No momento que a chapa nova é instalada na ponte, o estado de tensão dela é nulo, sendo solicitada apenas na troca da próxima barra da vizinhança (BITTENCOURT, 2018).

A seguir, a Figura 38 mostra algumas etapas das trocas que foram monitoradas, e a comparação da barra nova de aço ASTM A572 Gr. 50 com a barra antiga de ferro pudlado. Observa-se a corrosão bem acentuada da diagonal antiga na região da ligação.

Figura 38 – Fotos das etapas da troca das diagonais que foram monitoradas (a) retirada dos parafusos provisórios, (b) remoção da barra antiga, (c) equipamentos para leitura da deformação, (d) e (e) comparação da barra nova com a antiga

CAPÍTULO 3 CARACTERIZAÇÃO E MONITORAMENTO DA PONTE IMPERIAL DOM PEDRO II**3.6.2 Segunda Metodologia de Troca das Diagonais**

A Segunda Metodologia de Troca considerada neste trabalho aconteceu da 1ª troca até a 26ª, na qual foram trocadas apenas as chapas internas das diagonais T6 a T20 das duas treliças, como mostra a Tabela 8, cujo objetivo consistiu em avaliar a eficiência dessa sequência construtiva, de fato executada, bem como testar o modelo numérico para outra possível sequência desse reforço.

Essa sequência não foi monitorada em campo, porém procurou-se avaliar numericamente a segurança das diagonais externas antigas que absorveram parte do esforço aliviado, uma vez que esses elementos feitos de ferro pudlado demoraram de ser substituídos e, de modo geral, o estado das diagonais tracionadas era precário.

Hipoteticamente, também foi avaliado o que aconteceria com os elementos do entorno caso passasse um trem na ponte após a troca 26, antes das chapas externas começarem a ser substituídas.

A Figura 39 representa a Segunda Metodologia de Troca das Diagonais, na qual apenas barras internas foram trocas consecutivamente.

Figura 39 – Foto do tramo com apenas as diagonais tracionadas internas substituídas e as barras externas antigas

3.7 Resumo dos Acontecimentos

A Ponte Imperial Dom Pedro II é uma OAE de grande importância econômica e histórica para a região do entorno, portanto, o gerenciamento e o plano de manutenção adequados dessa estrutura são fundamentais para aumentar a durabilidade e a vida útil da ponte. As ações necessárias para a restauração e reforço da ponte estudados nesta pesquisa são resumidas na Figura 40.

Figura 40 – Linha do tempo com os acontecimentos na Ponte Imperial Dom Pedro II

CAPÍTULO 4 **MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II**

Segundo Radomski (2002, p. 93), um problema chave na recuperação de uma estrutura é o modelo estrutural utilizado para os cálculos. Neste trabalho, os modelos estruturais para representação da Ponte Dom Pedro II e análise do reforço foram criados utilizando o MEF no programa computacional SCIA Engineer[®]. Salienta-se que nenhuma das patologias instaladas na ponte e apresentadas no item 3.3 foram consideradas nas modelagens numéricas deste trabalho, sendo os elementos sempre definidos como peças íntegras e sãs nos modelos.

No total três modelos numéricos foram criados, o primeiro denominado de Modelo Original da Ponte, representando o estado inicial antes das atividades de troca das diagonais; o segundo foi o Modelo das Trocas das Diagonais, o qual foi possível reproduzir a sequência das trocas das diagonais tracionadas feita em campo como fases de construções na modelagem numérica; e por último o Modelo Reforçado, cujas diagonais tracionadas foram todas substituídas pelas novas barras. As características comuns aos três modelos são apresentadas a seguir e as particularidades de cada modelo são detalhadas em subitens. Como apresentado no item 3.2, os tramos da ponte são biapoiados e simétricos, sendo os modelos simplificados representando apenas um tramo da estrutura, considerado tramo tipo (Figura 41).

Figura 41 – Foto da ponte Imperador Dom Pedro II e modelo do tramo tipo no SCIA Engineer[®]

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

As condições de contorno do tramo, em uma extremidade, consiste em apoios articulados fixos e na outra, apoios articulados fixos nas direções X e Z, porém flexíveis na direção longitudinal da ponte (Eixo Y), com uma rigidez (k) de 5 MN/m (Figura 42).

Figura 42 – Condições de contorno do modelo numérico

A quase totalidade dos membros foram modelados como elementos de barra com seis graus de liberdade por nó, sem restrição para transferência dos esforços internos e desconsiderando a deformação causada pela força cortante (todas as áreas são iguais), ou seja, a ponte foi tratada como um pórtico espacial.

Apenas as chapas metálicas de piso foram representadas por elementos de placas, sendo a malha composta por elementos quadriláteros e solucionadas pela teoria de Mindlin de flexão de cascas, mas, como não foram objeto dos trabalhos de reforço da ponte, foram consideradas elementos secundários, apesar de contribuírem para o peso próprio e para a rigidez da treliça, conforme ilustra Figura 43.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 43 – Identificação das categorias de elementos finitos usados nos elementos estruturais

As informações geométricas dos elementos estruturais inseridas nos modelos numéricos foram coletadas durante as inspeções visuais de 2012 e 2016, apresentadas no CAPÍTULO 3. Enquanto as propriedades dos materiais, apresentadas nos itens 3.2.1 e 3.2.1, foram obtidas nas documentações fornecidas e ensaios de laboratórios, especificamente do ferro pudlado, realizados durante uma manutenção na ponte em 2007.

Os elementos estruturais foram separados em treze diferentes camadas no modelo numérico para melhor organização (ex.: Banzos Superiores, Diagonais Tracionadas, etc.), sendo cada camada representada por uma cor específica (Figura 45) e a nomenclatura utilizada para identificação dos elementos é descrita na Figura 44.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 44 – Nomenclatura dos elementos nos modelos numéricos

Nomenclatura:

Figura 45 - Camadas dos elementos nos modelos numéricos

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Já os materiais dos modelos numéricos da ponte, detalhados nos itens 3.2.1 e 3.2.1, foram adotados como elásticos lineares, simplificação aceitável, apesar de alguns elementos apresentarem deformações excessivas e flambagens, como apontado no item 3.3. Na sequência da definição da geometria e dos materiais, as cargas atuantes nos modelos são descritas a seguir.

4.1 Ações atuantes nos Modelo

Dentre os carregamentos atuantes na ponte, como vento, efeitos de temperatura, trens, trem tipo (TB) de norma¹, caminhões, carros e pedestres, apenas dois foram considerados neste trabalho: o peso próprio da estrutura e a carga dos trens. Essas considerações nas ações solicitantes dos modelos numéricos intentaram obter valores de esforços, tensões e deslocamentos numéricos mais próximos dos valores que realmente acontecem na estrutura, registrados experimentalmente pelos sensores dos monitoramentos. O peso próprio da ponte em cada modelo foi calculado automaticamente pelo programa a partir das propriedades mecânicas dos materiais (Tabela 2 e Tabela 3) e a geometria de cada elemento.

Embora a ponte tenha sido construída há mais de 100 anos e a estrutura dela tenha deformado pela carga permanente há muito tempo, inviabilizando, assim, que os monitoramentos medissem a influência dessa carga, o peso próprio é fundamental para avaliar a metodologia de trocas de diagonais e para estimar os esforços totais nos elementos, comparando-os com as tensões admissíveis e de escoamento dos materiais. No processo de trocas das diagonais tracionadas, a geometria da ponte muda a cada barra retirada e a cada barra nova colocada no lugar, desta forma os sensores instalados durante esse reforço registraram

¹ A ABNT NBR 7189 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1985) está atualmente cancelada e, apesar da ABNT NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) estar em vigor, ela se refere apenas a carga móvel rodoviária.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

justamente essa redistribuição do peso próprio da estrutura entre as barras, justificando, assim, a necessidade de considerar o peso próprio como uma das cargas dos modelos numéricos.

A outra ação aplicada ao modelo foi a carga móvel representativa do trem nomeado de C260, composto pela locomotiva do tipo U20C (Figura 46) e pelo vagão do tipo HFD (Figura 47) carregado de mercadoria.

Os valores de carga de roda, calculados a partir das medidas de campo, correspondem a uma composição de trem com locomotivas U20C, sendo três dianteiras, duas centrais e três traseiras, e com vagões HFD entre elas, conforme ANEXO B, onde são apresentados os valores característicos e sem qualquer majoração, totalizando uma carga de 38.378,99 kN. Os valores utilizados nos modelos numéricos foram os da carga de roda média para cada eixo, ou seja, a média entre os valores dos dois trilhos instrumentados.

Desta forma, a carga do trem do modelo numérico representou apenas o trem C260, apesar de outros trens, com outras composições, carregados com mercadoria ou não, passarem na ponte durante os monitoramentos da estrutura e durante as trocas, exigindo-se ressalva na análise dos resultados. A Figura 48 apresenta a disposição geométrica das cargas de rodas inseridas nos modelos numéricos para a locomotiva U20C e para o vagão HFD.

Figura 46 – (a) Esquema da locomotiva U20C e (b) foto da locomotiva a caminho da ponte

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 47 – (a) Esquema do vagão HFD (cotas em mm) e (b) foto do vagão a caminho da ponte

(a)

(b)

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 48 – Disposição geométrica das cargas de roda média para os componentes do trem C260

De modo geral, os trens que circulam atualmente na ponte passam sobre a estrutura com velocidade de aproximadamente 5 km/h, gerando uma resposta estrutural da ponte quase estática. Desta forma, o trem foi, simplificadamente, representado como cargas pontuais, como ilustra a Figura 49, que se movem estaticamente sobre a ponte a um passo de 10 m, totalizando 85 diferentes casos de carga. As cargas laranjas representam as que estão atuando no modelo, enquanto as forças em cinzas não solicitam o tramo tipo para o caso de carga em questão. O primeiro caso, TremC260_1, representa o primeiro eixo do trem sobre o apoio do modelo; o caso de carga TremC260_40 equivale as duas locomotivas centrais do trem no meio do vão da ponte, sendo o que mais solicita os elementos; e, por fim, o caso TremC260_85 corresponde ao trem totalmente fora da ponte, como ilustra a Figura 50.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 49 – Cargas pontuais no modelo numérico representando o trem C260 carregado

Figura 50 – Casos de Cargas do Trem C260 do modelo numérico: (a) Caso TremC260_1 (b) Caso TremC260_40 (caso de carga mais solicitante) e (c) Caso TremC260_85

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Esse carregamento do trem C260 permitiu a calibração do Modelo Original da Ponte, pois os resultados numéricos foram comparados diretamente com os dados experimentais da passagem do trem pela ponte, derivados do monitoramento de curto prazo. No Modelo das Trocas das Diagonais e no Modelo Reforçado, a carga do trem foi aplicada utilizando apenas o caso que mais solicitou a estrutura, o caso de carga TremC260_40.

4.2 Modelo Original da Ponte

O Modelo Original da Ponte refere-se à ponte na situação antes de serem feitas as trocas das diagonais tracionadas, objeto de estudo neste trabalho. A geometria foi construída no programa SCIA Engineer® baseada no levantamento geométrico realizado nas inspeções e nos documentos fornecidos, como mostra a Figura 12 a Figura 17, mencionadas anteriormente. A perspectiva desse modelo está representada na Figura 51.

Figura 51 – Modelo Original da Ponte em 3D no SCIA Engineer®

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

A planta baixa e vistas frontal e lateral do Modelo Original da Ponte são ilustradas na Figura 52 abaixo.

Figura 52 – (a) Vista frontal, (b) Vista lateral e (c) planta baixa do modelo da ponte no SCIA Engineer®

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Os materiais adotados neste modelo foram tanto o ferro pudlado quanto o aço ASTM A36 para os reforços das longarinas e chapas metálicas de piso adicionados em 2007 e cujas propriedades físicas foram detalhadas no item 3.2. A Figura 53 mostra o modelo com os elementos classificados por material.

Figura 53 – Modelo Original da Ponte com elementos classificados por material

No processo de modelagem foi utilizado um recurso do programa chamado braço rígido, elemento que cria uma dependência entre o nó escravo e o nó mestre, cujos deslocamentos e rotações serão idênticos na direção do braço que os conecta. Esses elementos são utilizados para enrijecer a estrutura, principalmente nos lugares das ligações, já que a representação da estrutura por barras diminui muito a área de contato entre as peças e causa uma flexibilidade global na ponte. A Figura 54 mostra o uso dos braços rígidos para o modelo de barras no local que representa a ligação entre as diagonais e o banzo inferior.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 54 – Braços rígidos utilizados como técnica de modelagem estrutural

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

A seguir, a Figura 55 e a Figura 56 mostram os sistemas estruturais em 3D constituintes do modelo para melhor visualização da geometria de cada sistema estrutural.

Figura 55 – Elementos e sistemas estruturais em 3D do Modelo Original da Ponte – Parte 1

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 56 – Elementos e sistemas estruturais em 3D do Modelo Original da Ponte – Parte 2

O objetivo desse modelo numérico foi servir de base para o subsequente, o Modelo das Trocas das Diagonais. Portanto, foi calibrado para que os resultados se aproximassem de maneira aceitável dos sinais de deformações e deslocamentos medidos no monitoramento de curto prazo feito em 2012. Além do cálculo linear com a carga do peso próprio e do trem, foi realizado o cálculo das frequências naturais (f_n) e modos de vibração deste modelo. Os resultados e análises são apresentados no próximo capítulo.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II**4.3 Modelo das Trocas das Diagonais**

No Modelo das Trocas das Diagonais, derivado do modelo anterior, foi utilizada a ferramenta do SCIA Engineer® chamada “estágios de construção” para simular as trocas das diagonais tracionadas. As novas barras das diagonais tracionadas são constituídas do aço ASTM A572 Gr. 50 e com área, em média, 34% maior que as barras antigas. Sendo assim, esse modelo numérico é constituído de três aços diferentes: ferro pudlado, ASTM A36 e ASTM A572 Gr. 50 e possui maior peso próprio do que o modelo anterior.

A retirada de uma barra, fosse interna ou externa, que representa uma diagonal específica, foi definida como um estágio de construção, em seguida, a adição da barra nova em substituição à antiga representou o próximo estágio de construção (Figura 57), e assim sucessivamente, até que todas as diagonais tracionadas do modelo fossem trocadas. Nota-se que a retirada de uma barra é destacada de vermelho e a adição de uma barra é destacada de verde. Simplificadamente, as sequências de trocas de diagonais foram definidas lineares, ou seja, a não linearidade física e a não linearidade geométrica dos elementos não foram consideradas nesse modelo.

Figura 57 – Reprodução da troca de uma diagonal no Modelo das Trocas das Diagonais

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

A cada fase construtiva, a remoção ou adição de barras representaram uma alteração na geometria da estrutura, isto é, no sistema estático da ponte, porém o programa atribuiu automaticamente o peso próprio de cada estágio, sendo necessário executar o comando de cálculo apenas uma única vez para resolver todas as fases construtivas. Deve-se notar que foi considerada uma análise geometricamente linear nos estágios de construção, ou seja, a cada substituição de diagonal, a ponte foi considerada no estado indeformado inicial. A sequência construtiva aplicada no modelo foi a executada efetivamente em campo para um dos tramos da estrutura, como apresenta a Tabela 8, e a seguir, a Figura 58 apresenta um esquema dessa mesma sequência de troca no modelo numérico. Nota-se que para cada treliça da ponte, existem barras internas e barras externas para cada diagonal tracionada.

Deste único modelo foi possível separar dois cenários distintos, ou seja, duas formas diferentes de trocar as diagonais: a primeira está destacada em laranja e a segunda em marrom na Figura 58. Na primeira metodologia, a mesma diagonal teve a barra antiga interna trocada logo após a barra externa ser trocada, ou vice-versa. O monitoramento durante a troca das diagonais aconteceu para as trocas 43, 45, 47, 49, 51 e 53 (item 3.6.1). A simulação numérica dessa metodologia de troca tem o objetivo de avaliar a capacidade do modelo em fornecer o esforço interno da barra que está sendo retirada enquanto ainda era parte integrante da ponte, assim como representar as redistribuições dos esforços internos dos elementos vizinhos a essa barra, já que foi possível comparar os resultados do modelo com os resultados experimentais do monitoramento. A segunda metodologia de troca das diagonais foi observada da 1ª até a 26ª troca, nas quais apenas as barras internas das diagonais foram substituídas por barras novas, enquanto as chapas externas não foram trocadas de imediato. Essa outra análise numérica tem a finalidade de atestar que o modelo é representativo para qualquer metodologia de trocas de diagonais, além de ser possível avaliar a eficiência dessa metodologia alternativa empregada na ponte e o impacto dessa sequência na segurança estrutural da ponte.

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Figura 58 – Esquema no modelo numérico da sequência das trocas das diagonais para tramo 4

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

Nesse modelo, a passagem do trem foi representada pela adição de um estágio de construção após a 26ª substituição de diagonal, apenas com a carga do trem mais desfavorável, o caso de carga TremC260_40, objetivando, assim, avaliar a eficiência da Segunda Metodologia de Troca.

4.4 Modelo Reforçado

Por fim, o Modelo Reforçado é o resultado da ponte Imperial Dom Pedro II após todas as trocas das diagonais tracionadas, consiste no Modelos das Trocas das Diagonais após o último estágio de construção, a 88ª troca – T24e. Tem por objetivos avaliar numericamente as alterações nos esforços internos dos elementos estruturais em comparação ao Modelo Original da Ponte, assim como verificar a eficiência de todo o trabalho de reforço para um tramo e o impacto na segurança estrutural da ponte.

Nesse caso, a carga do trem considerada foi apenas o caso de carga TremC260_40, sendo a posição mais desfavorável do trem para a ponte. Assim como o Modelo das Trocas das Diagonais, esse modelo é constituído por três materiais diferentes, como ilustra a Figura 59.

Figura 59 – Modelo Reforçado com elementos classificados por material

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

A área das diagonais tracionadas novas tem um acréscimo médio de 34%, como mostra a Tabela 10, na qual apresenta a área da barra antiga, a área da barra nova e o acréscimo de área para cada elemento. Esses valores são válidos tanto para as barras internas quanto externas, das treliças de montante e de jusante. Nota-se que as diagonais tracionadas DT_12 e DT_13 não possuem área da barra nova porque não foram substituídas.

Tabela 10 – Áreas das barras antigas e novas das diagonais tracionadas

Elemento	Área - barra antiga (m ²)	Área - barra nova (m ²)	Acréscimo de área (%)
DT_01	5,0875E-03	5,7500E-03	13,02
DT_02	4,6435E-03	5,7500E-03	23,83
DT_03	4,1164E-03	4,7750E-03	16,00
DT_04	3,8905E-03	4,7750E-03	22,73
DT_05	3,5495E-03	4,3930E-03	23,76
DT_06	3,2518E-03	3,6570E-03	12,46
DT_07	2,8375E-03	3,6570E-03	28,88
DT_08	2,5190E-03	3,6570E-03	45,18
DT_09	2,1068E-03	3,6570E-03	73,58
DT_10	2,1068E-03	3,6800E-03	74,67
DT_11	2,1068E-03	3,6547E-03	73,47
DT_12	1,9085E-03	-	-
DT_13	1,9085E-03	-	-
DT_14	2,1068E-03	3,6547E-03	73,47
DT_15	2,1068E-03	3,6800E-03	74,67
DT_16	2,1068E-03	3,6570E-03	73,58
DT_17	2,5190E-03	3,6570E-03	45,18
DT_18	2,8375E-03	3,6570E-03	28,88
DT_19	3,2518E-03	3,6570E-03	12,46
DT_20	3,5495E-03	4,3930E-03	23,76
DT_21	3,8905E-03	4,7750E-03	22,73
DT_22	4,1164E-03	4,7750E-03	16,00
DT_23	4,6435E-03	5,7500E-03	23,83
DT_24	5,0875E-03	5,7500E-03	13,02
Média			33,97

CAPÍTULO 4 MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE DOM PEDRO II

A Figura 60 ilustra a diferença entre as seções transversais de uma barra de diagonal tracionada antiga (Modelo Original da Ponte – ferro pudlado) e uma nova (Modelo Reforçado – ASTM A572 Gr.50) como elementos 3D renderizados dos modelos numéricos respectivos.

Figura 60 – Diagonal tracionada barra antiga em relação à barra nova

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Uma vez que a geometria da ponte Imperial Dom Pedro II e carregamentos atuantes, definidos por inspeção e monitoramento, foram inseridos no programa de análise estrutural, originando os modelos apresentados no capítulo anterior, os principais parâmetros de saídas analisados nesta pesquisa foram os esforços solicitantes, tensões, deformações dos membros da estrutura e deslocamentos nodais, apresentados tanto sob a ação do peso próprio quanto sob a passagem do trem C260.

Esses resultados permitiram avaliar a capacidade dos modelos numéricos de representar a estrutura real, bem como os trabalhos de trocas das diagonais tracionadas; permitiram verificar a eficiência das duas metodologias de trocas distintas que efetivamente aconteceram na ponte; quantificar a redistribuição dos esforços internos dos elementos durante as trocas das diagonais tracionadas; apontar as mudanças na ponte causadas por essa operação de reforço, de modo geral; e, por fim, determinar o desempenho e segurança estrutural da OAE.

Em alguns casos, os parâmetros foram avaliados a partir dos valores máximos. No entanto, para aquelas análises em que existiam dados dos monitoramentos a serem comparados com os resultados numéricos, estes também tiveram os valores extraídos em posições que mais se aproximavam dos locais em que os sensores, extensômetros e transdutores de deslocamentos foram instalados.

De modo geral, as comparações entre os resultados foram feitas avaliando as diferenças absolutas e as diferenças relativas, quer em relação aos dados dos monitoramentos, quer em relação aos resultados numéricos do Modelo Original da Ponte.

Para a análise dos resultados, convencionou-se que os valores de deformações, tensões e esforços internos positivos corresponderiam aos esforços de tração atuando nos membros, enquanto os valores negativos, às forças de compressão (BITTENCOURT, 2018). Em virtude

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

do material ter sido adotado com comportamento elástico linear nos modelos numéricos, todas as deformações numéricas apresentadas foram calculadas utilizando a Lei de Hooke, isto é, multiplicando a tensão (σ) pelo módulo de elasticidade (E) do material constituinte da peça.

A seguir, são apresentados os valores admissíveis adotados nas análises para o deslocamento vertical (U_z) e para a tensão (σ) nos elementos, sendo comparados com os valores numéricos, objetivando, assim, avaliar a segurança estrutural da ponte.

5.1 Valores Admissíveis para Deslocamento e Tensão

A normatização brasileira para estruturas de aço não é específica para pontes ferroviárias. A mais recente ABNT NBR 16694 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020) regula os projetos de pontes rodoviárias, enquanto a ABNT NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) regula o projeto de edifícios em aço. O material que compõe a maior parte da ponte Imperial Dom Pedro II, o ferro pudlado, também não é listado em nenhuma dessas normas. Portanto, foram consideradas as recomendações do *Manual for Railway Engineering* (Manual para Engenharia Ferroviária) da *American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association* (AREMA, 2010) para definir os valores admissíveis de deslocamento vertical e tensões nos membros da ponte.

O valor limite de deslocamento vertical (flecha) foi considerado tanto pela norma brasileira quanto pelo manual americano. O Anexo C da ABNT NBR 16694 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020) define o valor de deslocamento limite de $L/1000$ para pontes onde existe passagem de pedestres, no qual L é o valor do vão entre eixos de apoios. Enquanto o item 1.2.5 do capítulo 15: estruturas de aço do *Manual for Railway Engineering* (AREMA, 2010) é mais brando, recomendando que o deslocamento não ultrapasse

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

o valor de $L/640$, sendo L , também, o vão entre eixos de apoio para vãos biapoiados. A Tabela 11 apresenta os valores admissíveis de deslocamento vertical para a ponte em estudo, considerando o valor do vão biapoiado de 91,60 m.

Tabela 11 – Valores limites para flecha da ponte segundo ABNT NBR 8800 e *Manual for Railway Engineering*

Norma	Fórmula para deslocamento limite	Deslocamento limite para ponte (mm)
ABNT NBR 8800	$L/1000$	91,60
Manual for Railway Engineering	$L/640$	143,13

(AREMA, 2010, p. 15-1–12; adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020, p. 60)

A segurança estrutural da ponte também foi avaliada conforme os valores admissíveis de tensão nos elementos, porém apenas os limites recomendados pelo *Manual for Railway Engineering* (AREMA, 2010) foram considerados neste trabalho. A Tabela 15-1-11 do manual (AREMA, 2010, p. 15-1–40) estabelece valores admissíveis diferentes dependendo do elemento, da solicitação e da ligação. No caso da ponte em estudo, foram utilizados os valores de tensão admissível para elementos submetidos à tração e à compressão axial com seção bruta, aplicáveis aos banzos superiores, às diagonais comprimidas e tracionadas, e os valores de tensão admissível de tração para elementos submetidos à flexão e ligados por rebites, aplicáveis aos banzos inferiores.

A Tabela 12 exibe os valores recomendados de σ_{adm} pelo manual americano, bem como os valores para cada material constituinte da ponte. Nota-se que, para o aço ASTM A572 Gr.50, só foi definido um valor, pois ele encontra-se apenas nas diagonais tracionadas novas, que sofrem tração axial. Convém lembrar que a tensão de escoamento (f_y) para o ferro pudlado é 150 MPa e para o aço ASTM A572 Gr.50 é 345 MPa, como mostrado, anteriormente, na Tabela 2 e na Tabela 3.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 12 – Valores de tensão admissível segundo *Manual for Railway Engineering* por material da ponte

Tipo de elemento, solicitação e ligação	Elemento correspondente na ponte	Fórmula σ_{adm}	Ferro pudlado – σ_{adm} (MPa)	ASTM A572 Gr.50 – σ_{adm} (MPa)
Tração axial na seção bruta	Diagonal Tracionada	$0,55f_y$	82,5	189,75
Compressão axial com seção bruta e carga centrada	Diagonal comprimida e Banzo Superior	$0,55f_y^{[1]}$	82,5	-
Tração em elemento sob flexão e ligação rebitada	Banzo Inferior	$0,40f_y$	60	-

^[1] Ver APÊNDICE B

(Fonte: adaptado de AREMA, 2010, p. 15-1–40)

Esses valores admissíveis de tensão foram comparados com os valores de tensões totais encontrados considerando tanto o peso próprio da estrutura quanto a carga do trem na via.

5.2 Análise 1: Validação do Modelo Original da Ponte

O Modelo Original da Ponte teve os resultados comparados aos valores medidos no monitoramento de curto prazo para definir a capacidade de o reproduzir o comportamento estrutural da ponte. É importante salientar que, para essa validação, o carregamento do peso próprio foi desconsiderado no modelo numérico, pois, como o monitoramento foi instalado há mais de 100 anos após a construção da ponte, tendo a estrutura já sido deformada pela carga permanente, os sensores foram capazes de medir apenas o comportamento devido às cargas acidentais.

As posições dos sensores instalados nos membros da ponte durante o monitoramento de curto prazo estão esquematizadas na Figura 25, apresentadas anteriormente. Já a Figura 61 ilustra a compatibilização dos elementos do modelo numérico com a posição desses sensores.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 61 – Compatibilização dos sensores do monitoramento de curto prazo com os elementos do Modelo Original da Ponte

O primeiro parâmetro avaliado foi o deslocamento vertical (U_z) da ponte durante a passagem do trem C260, sendo valores negativos indicando deslocamentos na direção da gravidade e valores positivos, deslocamentos contra a gravidade.

Os sensores transdutores de deslocamento vertical (DV2 e DV4) foram instalados no meio do tramo 1 (lado situado em São Félix) da ponte Dom Pedro II, um em cada treliça, correspondendo aos nós N215 e N241 do modelo numérico, respectivamente. A Tabela 13 mostra os valores mínimos dos deslocamentos experimentais ($U_{z_mín_exp}$) registrados pelos sensores e os numéricos ($U_{z_mín_num}$) extraídos do modelo, bem como as diferenças absolutas entre eles e as diferenças dos valores numéricos relativas aos experimentais. Nota-se uma diferença absoluta média de 2,40 mm para U_z numérico durante a passagem do trem e uma diferença relativa média de 4,04%.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 13 – Deslocamentos verticais mínimos experimentais e numéricos para a passagem do trem C260

Nome do sensor	Nó do modelo numérico	Deslocamento vertical mínimo (Uz)			
		Uz_mín _{exp} (mm) ^[1]	Uz_mín _{num} (mm)	Diferença absoluta (mm)	Diferença relativa (%)
DV2	N215	-62,00	-59,74	2,26	3,65
DV4	N241	-57,17	-59,70	2,53	4,43
Média				2,40	4,04

(Fonte: [1] MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

A Figura 62 exibe a deformada do modelo numérico para a passagem do trem C260 e os valores de deslocamento mínimo nos nós equivalentes aos sensores, enquanto a Figura 63 ilustra a série temporal dos deslocamentos verticais numéricos, comparativamente com os valores medidos pelos transdutores de deslocamento (DV2 e DV4) no monitoramento, isto é, os valores experimentais, para a passagem completa do trem C260.

Figura 62 – (a) Deformada do Modelo Original da Ponte devido à passagem do trem C260 e (b) Uz mínimo para N215 e N241 com a carga do trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 63 – Séries temporais dos deslocamentos verticais (U_z) numéricos e experimentais para o trem C260

Embora os deslocamentos mínimos numéricos tenham apresentado uma média de 4,04% de diferença relativa aos valores experimentais (Tabela 13) e a série temporal numérica tenha apontado valores de deslocamentos bem próximos dos experimentais durante as passagens das locomotivas, os valores numéricos diminuíram cerca de 10 mm em relação aos valores experimentais na passagem dos vagões (Tempo entre 60s e 150s e entre 250s e 375s na Figura 63). Logo, essa diferença relativa aumentou para 16,78%.

Desse modo, esses valores ainda indicam uma capacidade aceitável do modelo numérico de simular o deslocamento da estrutura real com a passagem do trem C260, haja vista as simplificações adotadas no modelo e o estado de conservação da estrutural real, como mostra o item 3.3.

O segundo parâmetro utilizado para validar o modelo numérico foi a deformação causada pelo trem C260 em diversos elementos da ponte. As comparações dos picos das deformações,

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

resultantes do modelo (ϵ_{num}), com os picos das deformações experimentais (ϵ_{exp}) e as diferenças correspondentes são listadas na Tabela 14.

A diferença relativa média entre o modelo numérico e o monitoramento foi de 15,57%, o que permite dizer que o modelo apresenta uma resposta estrutural com boa aproximação da estrutura real. Separando as análises por elemento, nota-se que os banzos inferiores apresentaram maiores discrepâncias, com diferença relativa média de 27,46%, enquanto os banzos superiores foram os melhores representados pelo modelo numérico, apresentando uma diferença relativa média de apenas 5,46%. Provavelmente, a justificativa para os valores experimentais dos banzos inferiores serem superiores aos resultados numéricos está relacionada ao estado de corrosão progressiva nesses elementos, como foi constatado na inspeção feita na estrutura e apresentada no item 3.3 deste trabalho.

Na tabela, nota-se, também, que a maior diferença absoluta e relativa foi do elemento VT_Inter2 (E46a, mesa superior da viga), sendo o valor numérico metade do valor medido pelo sensor, mas, como exhibe a Figura 64, esse elemento apresentou uma grande corrosão na região perto do sensor, a qual não foi contabilizada no modelo numérico, podendo, assim, justificar a diferença nos resultados.

Figura 64 – Sensor E46a e b instalados na viga transversina com corrosão na mesa superior

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 14 – Deformações máximas causadas durante a passagem do trem C260 (continua)

Tipo de Elemento	Elemento	Sensor	ε_{exp} ($\mu\text{m}/\text{m}$)	ε_{num} ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Diferença Absoluta ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Diferença Relativa (%)
Banzo Superior	BS_TM12	E1	-240,46	-268,21	27,74	11,54
	BS_TM9	E2	-242,65	-242,05	0,60	0,25
	BS_TM5	E3	-213,63	-247,18	33,55	15,71
	BS_TM13	E4	-264,21	-267,18	2,97	1,12
	BS_TJ12	E9	-274,09	-268,72	5,38	1,96
	BS_TJ13	E10	-272,58	-266,67	5,91	2,17
Banzo Inferior	BI_TM12	E5	202,73	130,26	72,47	35,75
	BI_TM9	E6	164,83	125,13	39,70	24,09
	BI_TM5	E7	158,03	123,08	34,96	22,12
	BI_TM13	E8	224,18	129,23	94,95	42,35
	BI_TJ12	E11	185,86	125,64	60,22	32,40
	BI_TJ13	E12	164,89	129,23	35,66	21,63
	BI_TM20	E13	68,90	78,46	9,56	13,88
Diagonal Comprimida	DC_TM_Int9	E20b	-165,24	-139,40	25,83	15,63
	DC_TM_Ext8	E22a	-139,70	-166,88	27,18	19,46
	DC_TM_Int8	E22b	-140,15	-159,58	19,43	13,86
	DC_TM_Ext5	E23a	-254,46	-207,43	47,03	18,48
	DC_TM_Int5	E23b	-194,28	-186,39	7,89	4,06
	DC_TM_Ext1	E24a	-238,28	-210,62	27,66	11,61
	DC_TM_Int1	E24b	-249,85	-215,54	34,31	13,73
	DC_TJ_Ext1	E28a	-248,07	-203,76	44,31	17,86
	DC_TJ_Int1	E28b	-262,36	-202,47	59,89	22,83
	DC_TM_Ext24	E29a	-243,37	-209,08	34,29	14,09
	DC_TM_Int24	E29b	-241,48	-203,51	37,96	15,72
	DC_TM_Ext20	E30a	-205,83	-209,64	3,82	1,85
	DC_TM_Int20	E30b	-182,27	-190,22	7,94	4,36
Diagonal Tracioada	DT_TM_Ext02	E21a	283,34	272,58	10,75	3,80
	DT_TM_Int2	E21b	343,01	284,03	58,98	17,20
	DT_TM_Ext4	E25a	255,55	311,71	56,16	21,98
	DT_TM_Int4	E25b	375,02	337,98	37,04	9,88
	DT_TJ_Ext2	E26a	243,14	271,16	28,01	11,52
	DT_TJ_Int2	E26b	334,46	282,82	51,64	15,44
	DT_TM_Ext21	E27a	288,98	300,80	11,82	4,09
	DT_TM_Int21	E27b	369,66	316,02	53,64	14,51
	DT_TM_Ext23	E31a	254,59	278,89	24,30	9,55
	DT_TM_Int23	E31b	306,48	291,77	14,71	4,80

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 14 – Deformações máximas causadas durante a passagem do trem C260 (conclusão)

Tipo de Elemento	Elemento	Sensor	ε_{exp} ($\mu\text{m/m}$)	ε_{num} ($\mu\text{m/m}$)	Diferença Absoluta ($\mu\text{m/m}$)	Diferença Relativa (%)
Viga Transversina e Reforço	VT_Inter12	E44a	-234,38	-169,23	65,14	27,79
		E44b	182,19	253,33	71,14	39,05
	Ref_VT_11	E45	217,00	213,05	3,95	1,82
	VT_Inter2	E46a	-219,74	-109,74	110,00	50,06
		E46b	190,71	201,54	10,83	5,68
	Ref_VT_1	E47	162,03	191,43	29,40	18,15

Complementarmente, a Figura 65 mostra os “*box plots*” das diferenças absolutas e relativas das deformações, na qual a mediana da diferença absoluta 35 $\mu\text{m/m}$ e 75% dos valores de deformações numéricas apresentaram até 21% de diferença. Nota-se que as diferenças para a VT_Inter 2 (E46a) são valores atípicos, sendo descartados para avaliar o modelo.

Figura 65 – *Box plot* da diferença absoluta e relativa entre os valores de deformações numéricas e experimentais para o trem C260

A seguir, são apresentadas as séries temporais de deformações numéricas e experimentais para 15 sensores da Tabela 14: E2 (Figura 66), E4 (Figura 67), E7 (Figura 68), E12 (Figura 69), E22a (Figura 70), E22b (Figura 71), E30a (Figura 72), E30b (Figura 73), E21a (Figura 74), E21b (Figura 75), E31a (Figura 76), E31b (Figura 77), E44a e E44b (Figura 78) e E45 (Figura 79).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 66 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E2 para o trem C260

Figura 67 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E4 para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 68 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E7 para o trem C260

Figura 69 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E12 para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 70 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E22a para o trem C260

Figura 71 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E22b para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 72 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E30a para o trem C260

Figura 73 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E30b para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 74 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E21a para o trem C260

Figura 75 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E21b para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 76 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E31a para o trem C260

Figura 77 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E31b para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 78 – Série temporal da deformação numérica e experimental dos sensores E44a e E44b para o trem C260

Figura 79 – Série temporal da deformação numérica e experimental do sensor E45 para o trem C260

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os gráficos apresentados indicam que o modelo numérico consegue simular as deformações durante a passagem do trem C260 para diferentes membros estruturais, mantendo a ordem de grandeza para esse parâmetro, exceto para os elementos do banzo inferior (Figura 68 e Figura 69), cujos valores numéricos exibiram-se inferiores aos valores do monitoramento. Possivelmente, essa grande diferença decorra do alto grau de corrosão apresentado nos banzos inferiores e da consequente perda de massa, que não foram contabilizados no modelo numérico.

Na sequência, algumas comparações são apresentadas para tensão, separando os elementos por categoria, sendo valores negativos correspondentes à solicitação de compressão e valores positivos, à solicitação de tração. Os valores de tensão experimental são calculados multiplicando as deformações registradas nos sensores pelo módulo de elasticidade (E) do material constituinte. A Figura 80 mostra as mínimas tensões experimentais e numéricas para os banzos superiores, assim como a diferença absoluta entre elas. Os valores numéricos para os banzos superiores ficaram bem próximos dos obtidos pelos sensores, tornando-se ligeiramente maiores para os elementos BS_TM12 (E1) e BS_TM05 (E3).

Figura 80 – Tensões mínimas nos Banzos Superiores - Experimental x Modelo Original da Ponte

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 81 é análoga à anterior para os elementos do banzo inferior. Essa categoria de elemento foi a que apresentou maiores diferenças nos valores extraídos do modelo numérico em relação aos sensores, como previamente comentado. O resultado que mais se aproximou foi o BI_TM20 (E13), enquanto os demais apresentaram-se menores que os valores medidos.

Figura 81 – Tensões máximas nos Banzos Inferiores - Experimental x Modelo Original da Ponte

Os valores mínimos de tensão experimental e numérica para as Diagonais Comprimidas são ilustrados na Figura 82, assim como as diferenças absolutas associadas. Dentre os elementos instrumentados, aquele mais bem representado pelo modelo numérico foi a DC_TM_20, pois tanto a barra externa (E30a) quanto a interna (E30b) tiveram diferenças baixas. Para as demais diagonais, os valores numéricos foram inferiores aos valores experimentais.

A Figura 83 apresenta o resultado de tensões máximas para as Diagonais Tracionadas, onde observa-se que as barras externas (E21a, E26a, E27a e E31a) foram mais bem representadas pelo modelo, apresentando diferenças absolutas menores em relação às diferenças das barras internas correspondentes. Os resultados numéricos sempre se

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

apresentaram menores do que os experimentais para as barras internas (E21b, E25b, E26b, E27b e E31b).

Figura 82 – Tensões mínimas nas Diagonais Comprimidas - Experimental x Modelo Original da Ponte

Figura 83 – Tensões máximas nas Diagonais Tracionadas - Experimental x Modelo Original da Ponte

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por fim, por todos os resultados apresentados neste item, pode-se considerar o Modelo Original da Ponte como uma solução numérica válida para representar o comportamento estrutural da ponte. As discrepâncias encontradas podem ser justificadas pelas simplificações e hipóteses adotadas no modelo numérico, bem como as patologias que se apresentavam na ponte nesse estágio anterior à troca das diagonais tracionadas.

5.3 Análise 2: Outros resultados do Modelo Original da Ponte

Uma vez que o Modelo Original da Ponte foi validado pelo monitoramento da estrutura, apresentado no item anterior, outros resultados foram extraídos dele para uma investigação mais detalhada da estrutura e avaliação do desempenho estrutural. Os deslocamentos globais e tensões totais nos elementos foram comparados aos valores admissíveis do item 5.1, assim como os modos de vibrações e respectivas frequências naturais foram apresentados.

Inicialmente, foram analisados os deslocamentos globais da estrutura sob à carga do peso próprio e a carga do trem C260. Os picos de deslocamentos verticais, devido ao peso próprio, foram encontrados no meio do vão do modelo, como mostra a Figura 84, com valores de 45,31 mm para o N215 e de 45,29 mm para o N241.

Figura 84 – Deslocamentos verticais dos nós N215 e N241 devido ao peso próprio da estrutura

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O deslocamento vertical total foi calculado somando o menor deslocamento numérico do peso próprio ($Uz_{PP_{num}}$), tanto com o menor deslocamento do trem C260 numérico ($Uz_{Trem_{num}}$) quanto com a menor flecha causada pelo trem C260 medido experimentalmente ($Uz_{Trem_{exp}}$), como mostra a Tabela 15.

Tabela 15 – Deslocamentos verticais mínimos para as cargas de peso próprio, do trem C260 e totais

Sensor	Nó	Deslocamento vertical (Uz - mm)				
		$Uz_{PP_{num}}$	$Uz_{Trem_{num}}$	$Uz_{Trem_{exp}}^{[1]}$	$Uz_{total} = Trem_{num} + PP_{num}$	$Uz_{total} = Trem_{exp} + PP_{num}$
DV2	215	-45,31	-59,74	-62,00	-105,04	-107,31

(Fonte: [1] MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

Constata-se que os dois deslocamentos verticais totais ultrapassam em média 15,8% do valor limite de flecha definido pela ABNT NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), embora fiquem cerca de 25% abaixo do valor recomendado pelo *Manual for Railway Engineering* (AREMA, 2010), ambos calculados na Tabela 11.

A próxima etapa para análise da segurança estrutural fundamentou-se na comparação das tensões totais atuantes nos elementos principais (banzos superiores e inferiores, e diagonais comprimidas e tracionadas), com as tensões admissíveis, apresentadas na Tabela 12. As tensões totais foram calculadas com a soma das tensões devido ao peso próprio e à passagem do trem C260, apenas numericamente, sendo os valores positivos indicando tração no elemento e valores negativos indicando compressão. As tensões dos elementos para essa análise foram obtidas do modelo na mesma posição em que os sensores foram instalados na ponte no monitoramento de curto prazo, logo, podem não representar as máximas e mínimas tensões nos elementos. Devido à simetria geométrica da ponte e da carga do trem C260 em relação ao plano longitudinal (eixo da ponte), apenas os elementos da treliça de montante foram avaliados.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As tensões totais atuantes nos banzos superiores da treliça de montante da ponte são apresentadas na Figura 85, somando-se as tensões do peso próprio e da passagem do trem. Os banzos BS_TM8, BS_TM10 a 15 e BS_TM17 ultrapassam a tensão admissível em no máximo 10 MPa, por isso são considerados não conforme.

Figura 85 – Tensões totais nos Banzos Superiores - Modelo Original da Ponte

Enquanto isso, os banzos inferiores apresentaram valores de tensões totais bem abaixo dos valores admissíveis, como mostra a Figura 86, o que indica que esses elementos estariam aceitáveis. Contudo, como apontado no item anterior, de modo geral, esses elementos foram os menos representados pelo modelo numérico, possivelmente, devido ao estado de conservação desses membros, sendo, assim, incerto o atendimento aos critérios de segurança.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 86 – Tensões totais nos Banzos Inferiores - Modelo Original da Ponte

A Figura 87 apresenta as tensões totais atuantes nas diagonais comprimidas (a) e nas diagonais tracionadas (b), tanto nas barras externas quanto nas internas dos elementos. As diagonais comprimidas apresentam tensões bem abaixo dos valores admissíveis propostos pela *AREMA*. As diagonais tracionadas, pelo contrário, exibem valores de tensão acima da tensão admissível para quase a totalidade das barras, chegando ao extremo de ultrapassar em 20 MPa a tensão limite para o caso das DT_TM03, DT_TM04, DT_TM21 e DT_TM23, tanto na barra externa quanto na interna. Apenas as diagonais DT_TM_Inter01, DT_TM10 a 14, tanto as chapas externas quanto internas, tiveram tensões abaixo do valor admissível após a passagem do trem C260. Os resultados de tensão totais nas diagonais confirmam a decisão de reforçar a ponte mediante a substituição desses membros.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 87 – Tensões totais nas (a) Diagonais Comprimidas (b) e Tractionadas - Modelo Original da Ponte

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por fim, o modelo numérico possibilitou a obtenção das propriedades dinâmicas da estrutura, como as deformadas modais e frequências naturais (f_n) do tramo tipo da ponte, apresentadas na Tabela 16 com os respectivos períodos para os quatro primeiros modos de vibração.

Tabela 16 – Valores de frequências naturais e períodos extraídos do modelo numérico para 4 modos de vibração

Modo	f_n (Hz)	Período (s)
1	1,93	0,52
2	2,57	0,39
3	3,34	0,30
4	4,07	0,25

O primeiro modo de vibração (Figura 88) representa a estrutura sob flexão horizontal, predominantemente, ou seja, deformando lateralmente; o segundo modo (Figura 89) reflete a flexão vertical do tramo; o modo três (Figura 90) apresenta a estrutura sob torção; e, por fim, o quarto modo de vibração (Figura 91) corresponde à deformada de flexão horizontal local dos elementos.

Figura 88 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 1

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 89 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 2

Figura 90 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 3

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 91 – Vistas das deformadas do tramo tipo para o Modo de Vibração 4

No trabalho de Marques et al. (2013), os sinais de aceleração verticais medidos pelo monitoramento de curto prazo ao término da passagem do trem (situação de vibração livre da ponte) foram processados de maneira simplificada, resultando no espectro RMS (*root mean square*) de sinais de aceleração da Figura 92. Segundo os autores, a análise espectral permite associar possíveis frequências naturais com os modos correspondentes de vibração da ponte. Desta forma, o pico de f_n igual a 2,83 Hz, resultante do espectro RMS, corresponde ao segundo modo de vibração de flexão vertical do modelo, com f_n igual a 2,57 Hz. Ou seja, o modelo representou adequadamente esse modo de vibração e a passagem do trem excita, principalmente, esse modo de flexão vertical da ponte.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 92 – Espectro RMS das acelerações verticais medidas pelo AcV3 sob ação da passagem do trem C260

(Fonte: MARQUES; BORGES; HUNE, 2013)

5.4 Análise 3: Primeira Metodologia de Troca

Uma vez que o Modelo Original da Ponte foi validado no item 5.1, os resultados do Modelo das Trocas das Diagonais foram comparados aos valores experimentais do monitoramento durante o reforço. O monitoramento foi feito durante uma sequência de troca de nove barras de diagonais tracionadas da treliça de montante, sendo substituída uma barra interna seguida de uma externa, e vice-versa, da mesma diagonal. Essa sequência foi definida neste trabalho como Primeira Metodologia de Troca, sendo detalhada nos itens 3.6.1 e 4.3.

Nesta análise, os resultados foram avaliados em função da força normal (N) atuante nas diagonais, devido ao peso próprio, na posição correspondente à que os sensores foram instalados na ponte. A nomenclatura dos elementos foi simplificada visando conciliar com a adotada no projeto de reforço, ou seja, DT_TM_Ext6 equivale a T6e, DT_TM_Int5 equivale a

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

T5i, e assim sucessivamente. Para a barra retirada, os dados do monitoramento permitiram calcular a força normal, atuante nela, imediatamente antes da troca, ou seja, a força que a barra suportava enquanto ainda estava instalada na ponte. No entanto, para as barras vizinhas, que também foram monitoradas, foi possível definir apenas a variação dos esforços internos, chamada de Resíduo da Força, causada pela retirada da diagonal tracionada. No caso das diagonais tracionadas, o resíduo com sinal positivo indica aumento no esforço de tração da barra, enquanto o sinal negativo indica um alívio na tração e, no caso das diagonais comprimidas, a relação é inversa, ou seja, sinal positivo indica um alívio na compressão da barra e negativo aponta um aumento na compressão.

Tanto os resultados experimentais quanto os numéricos basearam-se na hipótese de que os esforços internos são redistribuídos linearmente para as diagonais da vizinhança durante as trocas. A nomenclatura das diagonais comprimidas também mudou para D0 a D6, representando tanto a barra externa (DC_TM_Ext) quanto a interna (DC_TM_Int) do elemento. Portanto, os valores da força normal (N) são uma média entre as que atuam nas duas chapas que compõem a diagonal comprimida. A seguir, a diagonal tracionada que foi trocada está destacada em negrito, itálico e sublinhada em cada tabela de comparação.

A primeira troca monitorada foi a 43^a troca, referente à substituição da T6e (DT_TM_Ext06). As forças normais atuantes nas diagonais tracionadas e comprimidas extraídas do modelo numérico, assim como as diferenças absolutas e relativas às forças experimentais medidas em campo, são apresentadas na Tabela 17. Os elementos sem valores experimentais na tabela indicam aqueles que não foram instrumentados durante essa troca, sendo o caso das diagonais tracionadas T1 e T2 e todas as diagonais comprimidas (D0 a D6).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 17 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 43ª troca – Troca da T6e

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		-		-0,84	-	-
84 ^a	T1i		-		-0,86	-	-
60 ^a	T2e		-		-15,26	-	-
61 ^a	T2i		-		-14,43	-	-
58 ^a	T3e		0,78		-0,87	1,65	212,11%
53 ^a	T3i		0,00		-0,77	0,77	-
51 ^a	T4e		7,33		8,94	1,61	21,89%
49 ^a	T4i		5,13		8,56	3,43	66,73%
47 ^a	T5e		30,11		30,51	0,40	1,32%
45 ^a	T5i		24,09		26,67	2,58	10,71%
43^a	T6e	202,91		208,72		5,81	2,86%
20 ^a	T6i		88,35		86,40	1,95	2,21%
41 ^a	T7e		28,96		26,90	2,06	7,10%
15 ^a	T7i		25,99		22,85	3,14	12,07%
	D0		-		0,03	-	-
	D1		-		-10,30	-	-
	D2		-		-5,97	-	-
	D3		-		26,92	-	-
	D4		-		-2,59	-	-
	D5		-		-15,80	-	-
	D6		-		-8,81	-	-
			Σ: 210,74			Σ: 161,31	Média: 2,34

Para a 43ª troca, a força normal numérica (N_PP_{num}) para a diagonal substituída, T6e, aproximou-se do valor experimental (N_PP_{exp}), apresentando uma diferença relativa de apenas 2,86%, isto é, o valor foi 5,81 kN maior que o dado monitorado. Nota-se que o valor numérico para o elemento T3e indicou um comportamento oposto ao valor experimental, ou seja, a troca da T6e, no modelo numérico, causou um alívio na tração dessa chapa, mas, na verdade, ela sofreu um aumento na tração, como mostra o resíduo experimental (Resíduo da Força – exp).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A diferença relativa de 212% para a T3e reforça essa lacuna do modelo numérico em prever o comportamento da redistribuição dos esforços para essa diagonal, entretanto a diferença absoluta (1,65 kN) é irrelevante quando comparada ao nível de carga que essas diagonais estão submetidas, em torno de 200 kN cada barra. Portanto, nesta análise, deve-se ter cautela ao avaliar a resposta do modelo numérico apenas pela diferença relativa. De modo geral, considera-se a diferença absoluta média de 2,34 kN entre os resultados um valor baixo, indicando conformidade do modelo estrutural com a troca 43.

A Figura 93 ilustra uma foto da troca da T6e durante o reforço da ponte e o esforço interno da diagonal na mesma posição do sensor que foi obtido no modelo numérico. No canto esquerdo da Figura 93(a), é possível observar a nova chapa da diagonal que substituiu a antiga.

Figura 93 – Foto da troca da T6e na ponte (a) e representação da força axial (N) no modelo numérico

(Fonte: Foto em campo; Autor)

Na sequência, os resultados da substituição da T5i são apresentados na Tabela 18. Ao contrário da etapa anterior, nesta troca, tanto as diagonais tracionadas, T1 a T7, quanto as comprimidas foram monitoradas.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 18 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 45ª troca – Troca da T5i

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		-21,64		-16,57	5,07	23,44%
84 ^a	T1i		-18,82		-13,89	4,93	26,20%
60 ^a	T2e		2,58		-0,23	2,81	108,93%
61 ^a	T2i		0,86		0,19	0,67	77,88%
58 ^a	T3e		4,57		5,03	0,46	10,10%
53 ^a	T3i		0,76		4,21	3,45	452,93%
51 ^a	T4e		27,35		24,81	2,54	9,27%
49 ^a	T4i		31,66		26,52	5,14	16,24%
47 ^a	T5e		49,24		70,08	20,84	42,32%
<u>45^a</u>	<u>T5i</u>	<u>204,18</u>		<u>189,04</u>		<u>15,14</u>	<u>7,42%</u>
43 ^a	T6e		32,78		25,94	6,84	20,87%
20 ^a	T6i		32,05		26,94	5,11	15,95%
41 ^a	T7e		5,10		3,58	1,52	29,79%
15 ^a	T7i		0,00		3,87	3,87	-
	D0		-10,54		-6,47	4,08	38,69%
	D1		-9,37		-5,45	3,92	41,85%
	D2		33,75		24,04	9,71	28,77%
	D3		-5,22		-4,12	1,10	21,02%
	D4		-9,63		-9,66	0,03	0,28%
	D5		0,00		-5,67	5,67	-
	D6		22,47		19,82	2,66	11,83%
			Σ: 167,94		Σ: 172,97	Média: 5,03	

A força numérica de 189,04 kN, imediatamente antes de a chapa ser removida, representa um valor 7,42% menor do que o valor observado na barra em campo. A média da diferença absoluta de 5,03 kN pode ser considerada pequena, haja vista os esforços internos das diagonais serem na ordem de centenas de kN, como mencionado. Dentre os valores numéricos dos resíduos da força, os resultados que apresentaram maiores diferenças relativas foram das T2e e T3i, com 108,93% e 452,93%, respectivamente. Porém, quando comparadas às diferenças absolutas, variando entre 2 kN e 3 kN, não são representativas, podendo os resultados numéricos ainda serem considerados aceitáveis. No fim, têm-se as somas dos resíduos

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

experimentais e numéricos, com valores de 167,94 kN e 172,97 kN, respectivamente, aproximando-se dos valores da força normal suportada pela barra T5i que foi removida. Logo, mostra-se que praticamente todo o esforço aliviado é, de fato, distribuído para as barras vizinhas mais próximas, como esperado.

A Tabela 19 apresenta os esforços internos das diagonais para a troca seguinte, a 47ª troca - T5e, resultantes do monitoramento e do modelo numérico.

Tabela 19 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 47ª troca – Troca da T5e

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		-10,94		-15,30	4,36	39,79%
84 ^a	T1i		-14,59		-15,85	1,26	8,61%
60 ^a	T2e		4,99		1,46	3,53	70,77%
61 ^a	T2i		9,16		1,37	7,79	85,04%
58 ^a	T3e		7,38		7,08	0,30	4,06%
53 ^a	T3i		7,38		6,65	0,73	9,89%
51 ^a	T4e		32,78		38,18	5,40	16,47%
49 ^a	T4i		24,41		31,60	7,19	29,45%
47^a	T5e	157,81		254,18		96,37	61,07%
45 ^a	T5i		72,09		113,22	41,13	57,05%
43 ^a	T6e		28,24		36,76	8,52	30,16%
20 ^a	T6i		21,18		31,65	10,47	49,43%
41 ^a	T7e		2,12		4,68	2,56	120,95%
15 ^a	T7i		2,82		4,66	1,84	65,01%
	D0		-7,95		-9,52	1,58	19,83%
	D1		-7,95		-9,26	1,32	16,56%
	D2		20,30		28,65	8,34	41,08%
	D3		0,00		-5,90	5,90	-
	D4		-9,34		-13,03	3,69	39,56%
	D5		1,52		-7,54	9,06	595,16%
	D6		19,06		27,55	8,49	44,55%
			Σ: 202,67			Σ: 257,10	Média: 10,94

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nessa etapa, o modelo numérico revelou uma diferença relevante em relação ao dado experimental na força normal suportada pela barra que foi retirada, sendo o valor numérico 96,37 kN maior que o valor do sensor, o que representa 61,07% de diferença entre as forças.

Além disso, os resultados numéricos para os elementos T7e e D5 apresentaram as maiores diferenças relativas dentre todos os elementos, com valores de 120,95% e 595,16%, respectivamente, mas ao observar as diferenças absolutas dessas barras, 2,56 kN e 9,06 kN, pode-se dizer que não são discrepâncias tão significativas. Os valores encontrados no modelo para as barras T5e e T5i, pelo contrário, tiveram as maiores diferenças absolutas da troca 47, sendo 96,37 kN e 41,13 kN, respectivamente, ou seja, as forças extraídas do modelo foram o dobro dos valores experimentais. Podem-se levantar algumas hipóteses para justificar esses resultados, como a influência da corrosão na capacidade resistente das barras; o estado de conservação da ligação entre as barras, com a possibilidade de falta de conector; ou alguma divergência das propriedades do modelo numérico com a estrutura real, como seção transversal ou material, devido a intervenções anteriores não documentadas na ponte.

A troca número 49 foi a substituição da T4i, cujos resultados numéricos e monitorados são listados na Tabela 20. O modelo reproduziu o esforço atuante na barra T4i com uma discrepância de apenas 5,12%. A diferença absoluta média entre os valores numéricos e experimentais para essa etapa foi de 2,83 kN. A maior diferença absoluta apresentou-se para o resultado da barra retirada, a T4i, com um valor de 11,60 kN, já para as demais barras, essa diferença ficou aquém, de 6 kN. No entanto as diferenças relativas apontaram valores mais desfavoráveis, acima de 20% para nove elementos de um total de 21, sendo esses membros as diagonais T1i, T2e, T2i, T6i, D0, D2 a D4 e D6. Ainda assim, essa troca 49 foi a que apresentou as menores diferenças relativas aos valores experimentais, quando comparada às nove trocas analisadas nesse item, com valor máximo para a diferença relativa de 46,08% para a barra D3.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 20 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 49ª troca – Troca da T4i

Ordem de troca	Elemento	N_PPexp (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PPnum (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		6,61		5,35	1,26	19,10%
84 ^a	T1i		7,56		5,28	2,28	30,13%
60 ^a	T2e		8,62		11,00	2,38	27,58%
61 ^a	T2i		15,52		9,98	5,54	35,70%
58 ^a	T3e		29,05		27,99	1,06	3,63%
53 ^a	T3i		33,63		31,69	1,94	5,77%
51 ^a	T4e		91,75		92,77	1,02	1,12%
<u>49^a</u>	<u>T4i</u>	<u>226,84</u>		<u>238,44</u>		<u>11,60</u>	<u>5,12%</u>
47 ^a	T5e		29,87		26,14	3,73	12,48%
45 ^a	T5i		30,75		33,85	3,10	10,10%
43 ^a	T6e		7,31		8,12	0,81	11,04%
20 ^a	T6i		4,39		6,35	1,96	44,72%
41 ^a	T7e		0,73		0,66	0,07	9,75%
15 ^a	T7i		-1,46		-1,20	0,26	17,95%
	D0		-10,59		-8,38	2,20	20,79%
	D1		39,99		34,65	5,34	13,35%
	D2		-9,35		-5,93	3,42	36,55%
	D3		-10,47		-15,30	4,83	46,08%
	D4		-10,48		-6,59	3,89	37,10%
	D5		28,39		27,17	1,22	4,30%
	D6		-5,64		-7,14	1,50	26,59%
			Σ: 286,17			Σ: 276,46	Média: 2,83

Nessa troca 49, o modelo numérico foi capaz de acertar o tipo de solicitação durante as redistribuições de esforços para todos os elementos, ou seja, os resultados numéricos apresentaram aumento ou alívio dos esforços, exatamente como apontou os dados experimentais para cada elemento. Todas as diagonais tracionadas, exceto a T7i, sofreram um aumento na tração, assim como a maioria das diagonais comprimidas também sofreu aumento na compressão, exceto a D1 e a D5 que tiveram um alívio na compressão.

Os resultados referentes à troca seguinte, da T4e, são mostrados na Tabela 21. Os valores numéricos ficaram próximos aos experimentais, com diferença absoluta média de 4,38 kN.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Tabela 21 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 51ª troca – Troca da T4e

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		9,52		8,98	0,54	5,67%
84 ^a	T1i		5,71		7,11	1,40	24,48%
60 ^a	T2e		16,51		15,12	1,39	8,41%
61 ^a	T2i		15,64		14,14	1,50	9,59%
58 ^a	T3e		46,99		47,36	0,37	0,80%
53 ^a	T3i		37,74		35,76	1,98	5,25%
<u>51^a</u>	<u>T4e</u>	<u>288,29</u>		<u>325,27</u>		<u>36,98</u>	<u>12,83%</u>
49 ^a	T4i		133,75		155,26	21,51	16,08%
47 ^a	T5e		51,34		48,61	2,73	5,33%
45 ^a	T5i		34,52		33,88	0,64	1,87%
43 ^a	T6e		9,58		10,65	1,07	11,17%
20 ^a	T6i		7,37		9,17	1,80	24,43%
41 ^a	T7e		0,74		0,77	0,03	4,49%
15 ^a	T7i		-2,21		-1,63	0,58	26,27%
	D0		-14,22		-11,82	2,41	16,93%
	D1		50,97		46,09	4,88	9,58%
	D2		-11,77		-8,17	3,60	30,57%
	D3		-17,94		-21,30	3,36	18,71%
	D4		-5,68		-9,03	3,35	58,93%
	D5		36,56		37,84	1,28	3,50%
	D6		-8,53		-9,09	0,56	6,62%
			Σ: 396,58			Σ: 409,69	Média: 4,38

Apesar de a força normal da diagonal trocada nessa etapa ter sido maior no modelo numérico do que o valor medido, essa diferença de 36,98 kN representa apenas 12,83% da força experimental, o que ainda permite afirmar que o modelo representou bem essa troca de diagonal T4e. As maiores diferenças absolutas são encontradas nas T4e e T4i, sendo as forças numéricas superiores às experimentais, em ambos os casos, ou seja, favoráveis à segurança. Analisando as diferenças relativas, nota-se que elas apresentaram valores superiores a 20% para cinco elementos, sendo o caso da T1i, T6i, T7i, D2 e D4. Outra consideração é quanto ao somatório dos resíduos, cujos valores experimental e numérico ficaram bem acima dos valores aliviados

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

com a retirada da T4e, podendo ser justificado, supostamente, por essa troca ter alterado o esforço interno de algum membro que não foi monitorado ou, talvez, a barra retirada não se encontrava mais no regime linear-elástico (hipótese adotada no monitoramento e na modelagem numérica), resultando em uma solicitação menor em relação à que realmente atuava, já que uma parte da deformação não retornou, não sendo registrada pelo sensor.

Os resultados experimentais e numéricos para a 53ª troca, T3i, são exibidos na Tabela 22.

Tabela 22 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 53ª troca – Troca da T3i

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		5,85		1,40	4,45	76,09%
84 ^a	T1i		0,00		8,50	8,50	-
60 ^a	T2e		50,77		30,77	20,00	39,39%
61 ^a	T2i		44,53		37,23	7,30	16,40%
58 ^a	T3e		97,90		97,73	0,37	0,18%
53^a	T3i	240,81		248,90		8,09	3,36%
51 ^a	T4e		38,47		30,88	7,59	19,72%
49 ^a	T4i		37,48		34,58	2,90	7,74%
47 ^a	T5e		6,35		5,63	0,72	11,36%
45 ^a	T5i		1,81		3,81	2,00	109,94%
43 ^a	T6e		-3,02		-1,88	1,14	37,78%
20 ^a	T6i		-6,80		-2,14	4,66	68,52%
41 ^a	T7e		0,00		-8,05	8,05	-
15 ^a	T7i		0,00		-9,49	9,49	-
	D0		44,95		45,06	0,11	0,24%
	D1		-14,58		-8,53	6,05	41,52%
	D2		-16,90		-12,92	3,98	23,53%
	D3		-19,47		-7,61	11,86	60,92%
	D4		29,13		26,37	2,76	9,49%
	D5		-10,59		-9,13	1,46	13,78%
	D6		-7,28		-5,29	1,99	27,29%
			Σ: 278,61			Σ: 256,92	Média: 5,39

Os resultados numéricos nessa troca foram muito próximos aos experimentais, tanto na força aliviada da diagonal removida, diferença de 3,36%, quanto nos resíduos dos elementos

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

vizinhos, com a maior diferença absoluta de 20 kN (T2e). Os somatórios dos resíduos da força também tiveram valores próximos entre si, assim como das forças axiais aliviadas da T3i, tanto experimental quanto numericamente.

Em seguida, a Tabela 23 exibe os resultados da 58ª troca, da T3e.

Tabela 23 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 58ª troca – Troca da T3e

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		1,89		16,09	14,20	750,76%
84 ^a	T1i		0,00		-1,20	1,20	-
60 ^a	T2e		36,25		56,22	19,97	55,09%
61 ^a	T2i		32,80		39,71	6,91	21,08%
58^a	T3e	179,80		344,26		164,46	91,46%
53 ^a	T3i		80,29		156,31	76,02	94,69%
51 ^a	T4e		32,50		52,66	20,16	62,04%
49 ^a	T4i		24,85		41,79	16,94	68,16%
47 ^a	T5e		-0,88		7,47	8,35	949,49%
45 ^a	T5i		2,64		7,31	4,67	177,10%
43 ^a	T6e		-1,46		-2,77	1,31	89,20%
20 ^a	T6i		-3,66		-3,12	0,54	14,76%
41 ^a	T7e		-7,32		-11,04	3,72	50,82%
15 ^a	T7i		-10,25		-15,02	4,77	46,56%
	D0		17,66		54,93	37,27	211,04%
	D1		-4,71		-13,63	8,92	189,43%
	D2		-11,70		-17,15	5,45	46,60%
	D3		-12,58		-10,77	1,81	14,39%
	D4		-55,66		38,70	94,36	169,52%
	D5		-9,47		-12,46	2,99	31,53%
	D6		-5,65		-7,78	2,13	37,80%
			Σ: 105,54		Σ: 376,25	Média: 23,63	

Entre as nove trocas monitoradas, essa foi a que apresentou os resultados numéricos mais diferentes dos experimentais, na qual a carga aliviada da barra T3e (substituída) calculada pelo modelo foi duas vezes maior que o valor real que ela suportava. Consequentemente, os resíduos numéricos também sofreram influência dessa divergência, e, na maioria das vezes,

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

apresentaram comportamentos opostos aos monitorados. Ou seja, verificou-se alívio do esforço interno para o elemento que, na verdade, teve aumento desse esforço, e vice-versa. Contudo não se deve invalidar a capacidade do modelo de representar a ponte porque, em primeiro lugar, por várias vezes, os valores numéricos apresentaram-se a favor da segurança e, em segundo lugar, a ponte é uma estrutura muito antiga, que já passou por várias mudanças de geometria, além de apresentar um estado de conservação deficitário, na época das atividades de reforço.

Posteriormente, tem-se a 60ª troca, elemento T2e, cujos resultados e diferenças estão apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 60ª troca – Troca da T2e

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		76,78		55,63	21,15	27,55%
84 ^a	T1i		66,22		37,91	28,31	42,75%
<u>60^a</u>	<u>T2e</u>	<u>349,52</u>		<u>272,51</u>		<u>77,01</u>	<u>22,03%</u>
61 ^a	T2i		147,16		99,25	47,91	32,56%
58 ^a	T3e		41,71		39,87	1,84	4,42%
53 ^a	T3i		42,68		25,78	16,90	39,60%
51 ^a	T4e		12,61		11,48	1,13	8,97%
49 ^a	T4i		13,58		10,46	3,12	22,98%
47 ^a	T5e		2,68		-0,15	2,83	105,60%
45 ^a	T5i		0,00		-0,79	0,79	-
43 ^a	T6e		-20,06		-14,78	5,28	26,32%
20 ^a	T6i		-18,57		-13,86	4,71	25,38%
41 ^a	T7e		-1,49		0,05	1,54	103,36%
15 ^a	T7i		-2,97		-0,30	2,67	89,91%
	D0		-39,43		-24,45	14,98	37,99%
	D1		-10,75		-18,86	8,10	75,33%
	D2		-27,30		-14,20	13,10	47,99%
	D3		55,33		38,80	16,53	29,88%
	D4		-16,37		-9,57	6,81	41,59%
	D5		-14,42		-9,76	4,66	32,29%
	D6		0,00		-0,29	0,29	-
			Σ: 307,39			Σ: 212,22	Média: 13,32

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Essa troca foi um dos poucos casos em que o valor numérico da força aliviada foi inferior ao valor experimental, e, apesar de ser uma diferença absoluta alta, representou apenas 22% do resultado do monitoramento. Os somatórios dos resíduos foram compatíveis com os valores da força axial respectiva e a média da diferença absoluta pode ser considerada aceitável.

Por fim, a última troca monitorada, a troca 61 do elemento T2i, tem os resultados exibidos na Tabela 25.

Tabela 25 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 61ª troca – Troca da T2i

Ordem de troca	Elemento	N_PP _{exp} (kN)	Resíduo da Força - exp (kN)	N_PP _{num} (kN)	Resíduo da Força - num (kN)	Diferença absoluta (kN)	Diferença relativa (%)
85 ^a	T1e		37,15		54,69	17,54	47,22%
84 ^a	T1i		41,91		49,11	7,20	17,18%
60 ^a	T2e		105,50		157,95	52,45	49,71%
61^a	T2i	261,68		368,23		106,55	40,72%
58 ^a	T3e		29,85		35,17	5,32	17,84%
53 ^a	T3i		25,99		31,12	5,13	19,72%
51 ^a	T4e		9,63		12,84	3,21	33,36%
49 ^a	T4i		7,70		11,94	4,24	55,02%
47 ^a	T5e		1,77		-0,05	1,82	102,82%
45 ^a	T5i		-1,77		-0,58	1,19	67,26%
43 ^a	T6e		-10,32		-16,10	5,78	55,96%
20 ^a	T6i		-11,06		-14,54	3,48	31,46%
41 ^a	T7e		0,74		-0,09	0,83	112,21%
15 ^a	T7i		0,74		-0,35	1,09	147,47%
	D0		-8,30		-27,55	19,24	231,81%
	D1		-15,42		-19,82	4,40	28,53%
	D2		-14,14		-14,47	0,33	2,33%
	D3		27,46		41,12	13,66	49,76%
	D4		-8,13		-9,96	1,83	22,58%
	D5		71,56		-10,49	82,05	114,65%
	D6		-0,71		-0,41	0,30	42,33%
			Σ: 290,15			Σ: 279,55	Média: 16,08

A diferença absoluta da força que foi aliviada com a retirada da T2i foi acentuada, porém os resultados numéricos foram aceitáveis e compatíveis com os dados experimentais.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Apesar de os resultados numéricos não terem sido tão satisfatórios para as trocas das diagonais tracionadas T3e e T2i, para as demais trocas mostraram-se aceitáveis. Resumidamente, a Figura 94 apresenta o gráfico com as forças axiais de cada barra substituída e monitorada, tanto experimental quanto numericamente, além das diferenças absolutas entre os dois esforços internos.

Figura 94 – Força axial (N) experimental e numérica das diagonais tracionadas monitoradas imediatamente antes de serem removidas da estrutura

Em geral, o modelo numérico calculou esforços maiores que os medidos experimentalmente. Portanto, apresenta dados a favor da segurança. Essa característica é uma vantagem da modelagem, principalmente se ela for utilizada para auxiliar na tomada de decisão das possíveis sequências de troca para reforçar uma ponte similar.

Com o intuito de avaliar melhor as características dos dados e a capacidade do modelo numérico de reproduzir as trocas das diagonais tracionadas, “*box plots*” foram criados com os valores de diferença absoluta. Em primeiro lugar, as diferenças absolutas de todos os elementos

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

foram separadas em função da sequência de troca. Em seguida, os dados foram separados por elemento.

A Figura 95 ilustra as diferenças absolutas dos elementos por sequência de troca, com e sem a indicação dos dados atípicos (“*outliers*”). Nota-se que em todas as trocas existiram “*outliers*”, que foram desconsiderados para melhor avaliação do modelo numérico, totalizando 17 dados descartados. As trocas 43, 49 e 51 apresentaram os dados mais homogêneos, ou seja, as menores caixas (representação gráfica), enquanto a troca 58 apresentou dados mais dispersos. De modo geral, considerando as nove trocas, a mediana da diferença absoluta ficou abaixo de 7 kN. Isto quer dizer que 50% dos resultados em todas as trocas tiveram uma diferença de 7 kN ou menor em relação ao valor experimental.

Figura 95 – *Box plots* da diferença absoluta entre forças numéricas e experimentais por ordem de troca (a) com “*outliers*” (b) sem “*outliers*” (valores em kN)

Quando as diferenças absolutas são analisadas para cada elemento separadamente, 12 “*outliers*” são observados na Figura 96. Verifica-se que as diagonais com valores mais discrepantes em todas as trocas foram a T1e, T2e, T2i e D0, isto é, apresentam as caixas mais altas, por isso esses “*box plots*” foram separados na Figura 96(b). Contudo as medianas ficaram

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

abaixo de 7 kN, isto é, 50% dos valores numéricos de força para essas quatro barras, durante as nove trocas avaliadas, diferiram apenas 7 kN ou menos dos dados experimentais. Já as demais diagonais apresentaram resultados mais homogêneos, com caixas estreitas e mais próximas de zero, como mostra a Figura 96(c), que também aponta que a diagonal tracionada T7e e a diagonal comprimida D6 foram os elementos mais bem representados pelo modelo numérico na Primeira Metodologia de Troca.

Figura 96 – *Box plots* da diferença absoluta entre forças numéricas e experimentais por elemento (a) todos os elementos (b) para T1e, T2 e D0 (c) para os elementos restantes (valores em kN)

(a)

(b)

(c)

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em resumo, a análise da Primeira Metodologia de Troca mostrou, primeiramente, que na operação de troca de uma diagonal qualquer, quando a chapa é retirada, seja interna ou externa, a barra completar remanescente absorve parte significativa do esforço suportado pela primeira, em torno de 40%. Tanto os dados experimentais quanto os resultados numéricos permitiram essa conclusão. Em segundo lugar, a análise mostrou que a solução numérica se aproximou satisfatoriamente da ponte real, reproduzindo a redistribuição dos esforços internos nas diagonais da ponte de maneira aceitável, podendo, portanto, ser utilizado para a verificação de outras possíveis sequências para as trocas das diagonais. Além disso, os resultados numéricos mostram-se a favor da segurança, sendo, em geral, superiores aos valores monitorados, representando, assim, uma vantagem da modelagem proposta.

5.5 Análise 4: Segunda Metodologia de Troca

A Segunda Metodologia de Troca foi avaliada apenas no âmbito numérico, isto é, com resultados extraídos do Modelo das Trocas das Diagonais, uma vez que o monitoramento ocorreu a partir da 43ª troca. Essa metodologia aconteceu da 1ª troca até a 26ª troca (Figura 58) e consiste em trocar apenas as barras internas para várias diagonais sem trocar as barras complementares em seguida.

Nesse item foram avaliadas duas trocas, a 25ª e a 26ª troca, correspondentes à substituição da DT_TM_Int20 e da DT_TJ_Int20, respectivamente. Os resultados são apresentados em termos da força normal devido ao peso próprio das barras e em termos do percentual de redistribuição dos esforços internos para as demais diagonais, tanto comprimidas quanto tracionadas, das duas treliças quando se dá a remoção da barra substituída. Os valores positivos

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

de força indicam tração e os valores negativos, compressão. Já o significado dos sinais da redistribuição de esforços difere para diagonais tracionadas e comprimidas. No primeiro caso, o valor positivo indica aumento na tração e o negativo, alívio na força normal. Para o segundo caso, o valor negativo indica um aumento na tensão de compressão e o positivo, um alívio na tensão do elemento. Logo depois da 26ª troca, a carga do trem C260 na posição mais desfavorável (caso de carga TremC260_40) foi inserida no modelo da ponte para determinar as tensões totais nas diagonais e comparar com as tensões admissíveis da *AREMA* apresentadas no item 5.1, desta forma, permitindo avaliar essa metodologia de troca de diagonais.

Na troca 25, a força normal calculada pelo programa atuante na barra DT_TM_Int20, imediatamente antes de ser removida, é ilustrada na Figura 97 e equivale a uma tensão de tração de 44,50 MPa.

Figura 97 – Força normal atuante na DT_TM_Int20 imediatamente antes de ser removida na 25ª troca

Nessa troca, os coeficientes de distribuição dos esforços internos (α) para as outras diagonais tracionadas do tramo são mostradas na Figura 98, onde foi identificado que a maior

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

influência da remoção da DT_TM_Int20 ocorreu nas DT14 à DT24, sendo essa ampliação no gráfico exibida na Figura 98(b).

Os resultados confirmaram que a barra complementar, DT_TM_Ext20, absorveu a parcela mais relevante, 39,45%, da força aliviada com a retirada da chapa interna, como mostrou os resultados do monitoramento no item anterior. As diagonais vizinhas na mesma treliça, isto é, DT_TM19 e DT_TM21, também absorveram parcelas significativas dessa força atuante na barra removida da estrutura, com um aumento médio de 13,6% no esforço de tração desses elementos.

Ainda na Figura 98, é possível observar que a DT_TM24, tanto na chapa interna quanto externa, apresentaram um alívio de tração em torno de 8% da força da barra removida. A treliça de jusante sofreu pouca alteração nos esforços das diagonais tracionadas, pois as barras que tiveram as maiores mudanças de esforços foram a DT_TJ_Int20, com 1,35% de aumento, a DT_TJ_Int21, com 1,48% e a DT_TJ_Ext24, com 1,39%, porém representam parcelas ínfimas da força axial da barra trocada.

Igualmente para as diagonais comprimidas, a Figura 99 mostra a influência nesses elementos ao retirar a DT_TM_Int20. Novamente, apenas as diagonais da treliça de montante sofreram alteração nos esforços internos com a troca, sendo as diagonais DC19 e DC23 com maiores mudanças, isto é, com um alívio na compressão em torno de 23% da força axial da barra removida. Por outro lado, os membros DC17, DC18, DC20 a DC22, DC24 e DC24/2 sofreram um aumento na compressão de, em média, 6,85% da força aliviada.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 98 – Redistribuição dos Esforços para (a) todas as Diagonais Tracionadas (b) as DT12 a DT24 na Troca 25: DT_TM_Int20

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 99 – Redistribuição dos Esforços para (a) todas as Diagonais Comprimidadas (b) as DC12 a DC24/2 na Troca 25: DT_TM_Int20

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Em síntese, a Tabela 26 apresenta o coeficiente de redistribuição dos esforços internos (α) para a 25ª troca somente para as barras que tiveram maiores alterações, mencionadas anteriormente. Estão listados também os valores de força normal (N) e tensão (σ) das diagonais antes e depois da retirada da DT_TM_Int20, bem como os resíduos da força que correspondem à subtração da força na barra depois da troca pelo esforço axial antes da substituição.

Tabela 26 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 25ª troca – Troca da DT_TM_Int20

Elemento	Estado da barra	N (kN) - Antes da troca	N (kN) - Após a troca	Resíduos de N (kN)	α - coef. de redistribuição de N (%)	σ (MPa) - Antes da troca	σ (MPa) - Após a troca
DT_TM_Ext19	A	182,96	202,72	19,76	12,51%	56,26	62,34
DT_TM_Int19	N	-0,23	21,42	21,65	13,71%	-0,06	5,86
DT_TM_Ext20	A	157,65	219,96	62,31	39,45%	44,41	61,97
<u>DT_TM_Int20</u>	<u>A</u>	<u>157,95</u>				<u>44,50</u>	
DT_TM_Ext21	A	161,68	184,30	22,62	14,32%	41,40	47,20
DT_TM_Int21	A	162,62	184,51	21,89	13,86%	41,64	47,25
DT_TM_Ext24	A	170,23	156,35	-13,88	-8,79%	33,46	30,73
DT_TM_Int24	A	172,92	161,18	-11,74	-7,43%	33,99	31,68
DC_TM_17	A	-118,74	-125,25	-6,51	-4,12%	-18,76	-19,79
DC_TM_18	A	-160,50	-170,57	-10,07	-6,38%	-21,28	-22,61
DC_TM_19	A	-219,52	-185,80	33,72	21,35%	-28,91	-24,47
DC_TM_20	A	-277,42	-286,43	-9,01	-5,70%	-32,66	-33,72
DC_TM_21	A	-258,67	-274,82	-16,15	-10,22%	-29,80	-31,66
DC_TM_22	A	-248,86	-259,91	-11,05	-7,00%	-22,06	-23,04
DC_TM_23	A	-322,32	-282,37	39,95	25,29%	-25,61	-22,44
DC_TM_24	A	-407,23	-419,06	-11,83	-7,49%	-32,15	-33,08
DC_TM_24/2	A	-341,91	-353,12	-11,21	-7,10%	-26,99	-27,87

Legenda: A - Barra Antiga (ferro pudlado) / N – Barra Nova (ASTM A572 Gr.50)

Em seguida, a troca 26, barra DT_TJ_Int20, exibiu comportamento similar à troca anterior, na qual apenas as barras, que se encontraram na mesma treliça da barra que foi removida, sofreram alteração nos esforços internos e a diagonal complementar, DT_TJ_Ext20, absorveu o maior esforço, com um aumento de tração de 38,69%, como mostra a Figura 100.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O esforço excedente foi redistribuído para as diagonais tracionadas adjacentes, DT19 e DT21, tanto para as chapas internas quanto para as chapas externas, além de modificar as solicitações nas diagonais comprimidas, acentuando a compressão nas DC_TJ17, DC_TJ18, DC_TJ20 a DC_TJ122, DC_TJ24 e DC_TJ24/2 e aliviando as DC_TJ19 e DC_TJ23. Esses resultados também são observados na Tabela 27, através dos valores de força normal e tensão atuante nos elementos mais influenciados pela 26ª troca da diagonal tracionada.

Tabela 27 – Forças normais nas diagonais tracionadas e comprimidas para a 26ª troca – Troca da DT_TJ_Int20

Elemento	Estado da barra	N (kN) - Antes da troca	N (kN) - Após a troca	Resíduos de N (kN)	α - coef. de redistribuição de N (%)	σ (MPa) - Antes da troca	σ (MPa) - Após a troca
DT_TJ_Ext19	A	187,68	208,04	20,36	12,85%	57,72	63,98
DT_TJ_Int19	N	9,05	30,91	21,86	13,80%	2,47	8,45
DT_TJ_Ext20	A	151,16	212,46	61,30	38,69%	42,59	59,86
<u>DT TJ Int20</u>	<u>A</u>	<u>158,43</u>				<u>44,63</u>	
DT_TJ_Ext21	A	164,06	186,77	22,71	14,334%	42,01	47,83
DT_TJ_Int21	A	166,58	189,07	22,49	14,196%	42,66	48,42
DT_TJ_Ext24	A	171,34	157,31	-14,03	-8,856%	33,68	30,92
DT_TJ_Int24	A	172,81	160,98	-11,83	-7,467%	33,97	31,64
DC_TJ_17	A	-110,13	-117,40	-7,27	-4,589%	-17,40	-18,55
DC_TJ_18	A	-168,14	-178,04	-9,90	-6,249%	-22,29	-23,60
DC_TJ_19	A	-203,21	-170,65	32,56	20,55%	-26,76	-22,47
DC_TJ_20	A	-248,88	-257,97	-9,09	-5,738%	-29,30	-30,37
DC_TJ_21	A	-225,12	-242,10	-16,98	-10,718%	-25,94	-27,89
DC_TJ_22	A	-283,73	-285,00	-1,27	-0,802%	-25,15	-25,26
DC_TJ_23	A	-319,66	-279,62	40,04	25,27%	-25,40	-22,22
DC_TJ_24	A	-408,02	-417,75	-9,73	-6,142%	-32,21	-32,98
DC_TJ_24/2	A	-339,88	-351,28	-11,40	-7,196%	-26,83	-27,73

Legenda: A - Barra Antiga (ferro pudlado) / N – Barra Nova (ASTM A572 Gr.50)

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 100 – Redistribuição dos Esforços para (a) as Diagonais Tracionadas DT12 a DT24 e para (b) as Diagonais Comprimidas DC12 a DC24/2 na Troca 26 DT_TJ_Int20

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com o propósito de avaliar essa Segunda Metodologia de Troca, após a troca 26, ou seja, com a DT_TJ_Int20_N (chapa nova) já instalada na ponte, a carga do trem C260 foi simulada no modelo numérico, como mostra a Figura 101, na qual as diagonais tracionadas novas instaladas até essa etapa estão destacadas na cor azul e a última a ser instalada está destacada na cor verde. Desta forma, a tensão total das diagonais tracionadas e comprimidas da treliça de jusante, obtida a partir da soma da tensão causada pelo peso próprio da estrutura com a carga do trem, foi comparada com a tensão admissível sugerida pela *AREMA* (item 5.1) e com a tensão de escoamento (f_y) dos materiais constituintes.

Figura 101 – Carga do trem C260 no modelo numérico após a troca 26 - DT_TJ_Int20

A Figura 102 mostra que, enquanto as diagonais tracionadas e comprimidas estão solicitadas apenas pelo peso próprio, as tensões internas estão abaixo das tensões admissíveis. Contudo, quando o trem C260 atravessa a ponte, praticamente quase todas as diagonais tracionadas que ainda não foram substituídas extrapolam as tensões limites, sendo os casos mais extremos dessa não conformidade apresentados nas barras externas vizinhas àquela que foi substituída e cujas barras internas já foram trocados em etapas anteriores, isto é, os elementos DT_TJ_Ext17 a DT_TJ_Ext20. Na Figura 102(b), as tensões atuantes nas diagonais comprimidas se apresentam abaixo das tensões admissíveis para o ferro pudlado, indicando que essa metodologia de troca não compromete a segurança estrutural desse tipo de elemento.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 102 – Tensões totais (PP + trem C260) para (a) as Diagonais Tracionadas e para (b) as Diagonais Comprimidas após a Troca 26 DT_TJ_Int20

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os valores para as tensões totais ($\sigma_{total_{num}}$) e as parcelas devido ao peso próprio ($\sigma_{PP_{num}}$) e à carga do trem C260 ($\sigma_{TremC260_{num}}$), para as diagonais tracionadas que não atenderam aos valores de tensão limite, são apresentados a seguir, na Tabela 28. A diagonal DT_TJ_Ext18 teve a maior tensão de tração além da admissível, com um valor de tensão superior em 26,8 MPa ao valor limite.

Tabela 28 – Tensões totais e admissíveis para as diagonais tracionadas não conforme com os limites da AREMA e para as diagonais trocadas DT_TJ_Int20 e DT_TM_Int20 após a 26ª troca -

Elemento	Estado da barra	$\sigma_{PP_{num}}$ (MPa)	$\sigma_{TremC260_{num}}$ (MPa)	$\sigma_{total_{num}}$ (MPa)	σ_{adm} (MPa)
DT_TJ_Ext3	A	39,09	51,39	90,48	82,5
DT_TJ_Int3	A	39,32	53,45	92,77	82,5
DT_TJ_Ext4	A	42,77	58,49	101,27	82,5
DT_TJ_Int4	A	43,24	61,63	104,87	82,5
DT_TJ_Ext5	A	42,79	52,77	95,56	82,5
DT_TJ_Int5	A	44,06	55,68	99,74	82,5
DT_TJ_Ext6	A	55,84	42,99	98,84	82,5
DT_TJ_Ext7	A	59,38	38,76	98,13	82,5
DT_TJ_Ext8	A	60,64	41,42	102,06	82,5
DT_TJ_Ext9	A	54,55	43,09	97,65	82,5
DT_TJ_Ext16	A	53,36	38,01	91,38	82,5
DT_TJ_Ext17	A	62,41	46,34	108,75	82,5
DT_TJ_Ext18	A	63,59	45,71	109,30	82,5
DT_TJ_Ext19	A	63,97	44,24	108,21	82,5
DT_TJ_Ext20	A	59,94	41,14	101,07	82,5
<i><u>DT TJ Int20</u></i>	<i><u>N</u></i>	<i><u>0</u></i>	<i><u>45,85</u></i>	<i><u>45,85</u></i>	<i><u>189,75</u></i>
DT_TM_Ext20	A	62,30	43,03	105,33	82,5
<i><u>DT TM Int20</u></i>	<i><u>N</u></i>	<i><u>0,42</u></i>	<i><u>46,43</u></i>	<i><u>46,84</u></i>	<i><u>189,75</u></i>
DT_TJ_Ext21	A	47,93	51,65	99,57	82,5
DT_TJ_Int21	A	48,50	53,29	101,79	82,5
DT_TJ_Ext22	A	41,08	57,31	98,40	82,5
DT_TJ_Int22	A	41,05	59,82	100,87	82,5
DT_TJ_Ext23	A	35,10	50,78	85,88	82,5
DT_TJ_Int23	A	35,14	53,13	88,27	82,5

Nota-se, ainda na tabela, que as últimas diagonais que foram substituídas, DT_TJ_Int20 e DT_TM_Int20 (sublinhadas e destacadas em itálico na tabela), mesmo com a passagem do

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

trem, tiveram tensões bem inferiores, cerca de 25% do valor admissível para o material ASTM A572 Gr. 50, enquanto as barras externas dessas mesmas diagonais ficaram sobrecarregadas com a retirada das barras internas e extrapolaram o valor admissível com a passagem do trem. Outro aspecto observado foi quanto às tensões devidas ao peso próprio ($\sigma_{PP_{num}}$) das diagonais que tiveram apenas as barras internas trocadas (DT16 a DT20) e daquelas diagonais que tiveram nenhuma das barras substituídas (DT_TJ21 a DT_TJ23), sendo a tensão média na primeira situação cerca de 60 MPa, aproximadamente 20 MPa maior que a tensão média na segunda situação, que registrou o valor de 41,37 MPa.

Em vista dos resultados apresentados neste item, a Segunda Metodologia de Troca pode ser considerada uma sequência inadequada, já que sobrecarrega as barras externas daquelas diagonais que tiveram apenas as barras internas substituídas, prejudicando a segurança estrutural da ponte, principalmente quando ocorrem as passagens de trens.

5.6 Análise 5: Modelo Reforçado

A última análise deste estudo é a comparação entre os resultados do Modelo Original da Ponte e o Modelo Reforçado para avaliar o efeito da substituição total das diagonais tracionadas da ponte. Os parâmetros avaliados foram peso total da estrutura, deslocamentos verticais e tensões máximas e mínimas nos elementos, tanto para a carga do peso próprio ($\sigma_{PP_{num}}$) quanto para o carregamento do trem C260 ($\sigma_{TremC260_{num}}$). Visto que a ponte e a carga do trem são simétricos segundo o plano longitudinal, apenas as tensões dos elementos da treliça de montante foram analisadas. Em seguida, as tensões totais ($\sigma_{total_{num}}$) extremas foram comparadas com as tensões admissíveis (σ_{adm}) do Manual da AREMA (item 5.1).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O primeiro parâmetro observado foi o somatório da carga de peso próprio da estrutura. Como mostra a Tabela 29, após a substituição de todas as diagonais tracionadas, o peso próprio da estrutura teve um aumento de 1,62%, o que representa 74,4 kN a mais de aço.

Tabela 29 – Somatório de carga para peso próprio do Modelo Original da Ponte e do Modelo Reforçado

ΣPP (kN) - Modelo Original	ΣPP (kN) - Modelo Reforçado	Diferença Absoluta (kN)	Diferença Relativa (%)
-4595,2	-4669,6	-74,4	1,62

Outro parâmetro observado foi o deslocamento vertical do tramo nas duas situações. A Tabela 30 apresenta os deslocamentos (U_z) nos nós N215 e N241 dos dois modelos numéricos, antes e depois do reforço, e as diferenças absolutas e relativas entre os valores. Logo, a flecha do tramo diminuiu cerca de 5 cm após a ponte ser reforçada.

Tabela 30 – Deslocamento verticais (U_z) do Modelo Original e do Modelo Reforçado para as cargas atuantes

Carga	Nó	U_z (mm) - Modelo Original	U_z (mm) - Modelo Reforçado	Diferença Absoluta (mm)	Diferença Relativa (%)
PP_{num}	N215	-45,31	-43,90	1,42	3,13
	N241	-45,29	-43,87		
Trem C260 _{num}	N215	-59,738	-56,40	3,34	5,59
	N241	-59,702	-56,36		
Total - $\Sigma(PP + \text{Trem C260})$	N215	-105,04	-100,29	4,76	4,53
	N241	-104,99	-100,23		

Por fim, foi avaliado as alterações nos estados de tensão dos elementos após o trabalho de reforço. A Figura 103 mostra os valores de tensão totais nos Banzos Superiores do Modelo Original e do Modelo Reforçado e os valores de tensão admissível para o ferro pudlado. O gráfico indica que a troca das diagonais, de modo geral, aumentou a tensão nos banzos superiores devido ao peso próprio, já que o pico de tensão de compressão no Modelo Original de 39,90 MPa (BS_TM13) passou para 45,60 MPa (BS_TM02).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 103 – Tensões totais ($\sigma_{PP_{num}} + \sigma_{TremC260_{num}}$) nos Banzos Superiores (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após o reforço, alguns banzos, que antes tinham tensões abaixo da admissível, ultrapassaram esse limite, como é o caso do BS_TM02 e BS_TM16. A Figura 104 apresenta as diferenças absolutas entre as tensões ($\Delta\sigma$) nos banzos superiores do modelo numérico antes e após todas as trocas. Constata-se que os BS_TM02 e BS_TM23 tiveram um acréscimo na tensão de compressão devido ao peso próprio em torno de 15 MPa após o reforço; os BS_TM03 e BS_TM22 ficaram 10 MPa mais comprimidos para o mesmo carregamento; e os demais banzos superiores tiveram aproximadamente 5 MPa de aumento na tensão de compressão. Já o carregamento do trem por muitas vezes causou o efeito oposto, aliviando as tensões nos banzos em até 10 MPa com a substituição das diagonais. Na ponte real, foi previsto reforço para esses elementos e, provavelmente, as tensões existentes mostraram-se inferiores às apresentadas na Figura 103(b). Contudo o reforço nos banzos superiores não foi objeto de estudo desta pesquisa.

Figura 104 – Diferença absoluta da tensão total nos Banzos Superiores - Modelo Original e Modelo Reforçado

As tensões nos banzos inferiores são analisadas na Figura 105, indicando que a troca das diagonais pode ter sobrecarregado os banzos inferiores das extremidades do vão da ponte (BI_TM01 e BI_TM24), deixando as tensões de tração próximas da tensão de escoamento (f_y) do ferro pudlado. Os banzos BI_TM07 e BI_TM19 sofreram um aumento na tensão de tração, deixando-as próximas da tensão admissível segundo AREMA (2010).

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 105 – Tensões totais ($\sigma_{PP_{num}} + \sigma_{TremC260_{num}}$) nos Banzos Inferiores (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A diferença entre as tensões nos banzos inferiores é apresentada na Figura 106, mostrando um aumento de tração superior a 80 MPa nos banzos extremos para o peso próprio após as trocas, porém um aumento de até 7 MPa na tensão de tração nos demais elementos. Uma possível explicação para esse aumento de tração excessivo nos banzos da extremidade deve-se aos trabalhos de troca terem iniciado pelo meio do vão e seguido em direção às extremidades do tramo 4, sobrecarregando as diagonais tracionadas e, conseqüentemente, os banzos dessa região. De modo geral, o carregamento do trem C260 gerou tensões de tração menores nos banzos inferiores após o reforço, com um alívio máximo de cerca de 15 MPa para o BI_TM24.

Figura 106 – Diferença absoluta das tensões totais nos Banzos Inferiores para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado

No que lhe concerne, as diagonais comprimidas foram avaliadas a partir dos valores médios de tensão entre a chapa interna e a respectiva chapa externa para cada diagonal. A Figura 107 mostra que houve um aumento geral na tensão total de compressão desses elementos, sendo as DC_TM01 e DC_TM24 as diagonais mais comprimidas após o reforço na ponte, atingindo valores maiores que a tensão admissível da *AREMA* (2010) para esse tipo de elemento.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 107 – Tensões totais ($\sigma_{PP_{num}} + \sigma_{TremC260_{num}}$) nas Diagonais Comprimidas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 108 aponta que as tensões da carga de peso próprio nas diagonais ficaram mais comprimidas após o reforço, com aumento de até 15 MPa para as DC_TM01 e 24. As diagonais comprimidas do meio do vão não apresentaram mudança significativa para a mesma carga, mas as diagonais DC_TM04 a 06, 19 a 21 e 24/2 foram mais comprimidas, em média, 7 MPa em relação à ponte original. Já o carregamento do trem causou um alívio nas tensões de compressão das diagonais após reforço, com a maior redução de 15 MPa nas DC_TM10 e 15.

Figura 108 – Diferença absoluta da tensão nas Diagonais Comprimidas - Modelo Original e Modelo Reforçado

As diagonais tracionadas foram analisadas com mais detalhes, já que foram o objeto de estudo deste trabalho, portanto os resultados delas são apresentados separadamente para a chapa interna e para a chapa externa. A Figura 109 apresenta as tensões totais para as chapas externas antes e depois do reforço, demonstrando que a maioria das diagonais novas registrou tensões menores que antes do reforço. Mesmo aquelas que mantiveram valores de tensões parecidos à situação original ficaram abaixo da tensão admissível, cujo valor foi aumentado decorrente do material mais resistente (ASTM A572 Gr. 50) para as novas diagonais. Os elementos DT_TM_Ext01 e 24 apresentaram tensão nula após a troca, pois foram as últimas barras a serem substituídas nessa treliça de montante, troca 85 e 86, respectivamente, de um total de 88 trocas. Surpreendentemente, as DT_TM_Ext11 e 14 também apresentaram tensão nula no fim do reforço, possivelmente por se encontrarem fora da zona de influência das últimas barras trocadas, como mostra a Figura 58.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 109 – Tensões totais ($\sigma_{PP_{num}} + \sigma_{TremC260_{num}}$) nas chapas externas das Diagonais Tracionadas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 110 – Tensões totais ($\sigma_{PP_{num}} + \sigma_{TremC260_{num}}$) nas chapas internas das Diagonais Tracionadas (a) para o Modelo Original da Ponte e (b) para o Modelo Reforçado

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados para as chapas internas das diagonais tracionadas são ilustrados na Figura 110. Nota-se que, ao término do reforço, todas apresentaram valores de tensão maiores que as chapas externas (Figura 109), isso porque, na maioria das vezes, foram trocadas antes das complementares externas. A maioria das chapas internas exibiu valores de tensão próximos dos valores do Modelo Original da Ponte, porém com a escolha do material mais resistente para as novas chapas, ficaram bem abaixo do valor admissível recomendado pela *AREMA* (2010) para o aço ASTM A572 Gr.50.

Em resumo, a Figura 111 apresenta a diferença absoluta entre as tensões ($\Delta\sigma$) antes e depois do reforço e a Figura 112 apresenta a diferença absoluta entre as forças normais (ΔN) nas duas situações, tanto para as diagonais internas quanto para as externas. Na Figura 111, as duas chapas das DT_TM12 e 13 ficaram mais tracionadas sob ação do peso próprio após todas as substituições. Vale ressaltar que essas duas diagonais tracionadas centrais não foram substituídas. De modo geral, o reforço diminuiu o estado de tensões nas diagonais tracionadas, tanto para o peso próprio quanto para o carregamento do trem, proporcionando o alívio de até 30 MPa na tensão em algumas barras. Entretanto as barras internas, que apresentaram tensões de tração maior que as tensões antes do reforço devido ao peso próprio, indicam que foram trocadas bem antes que as correspondentes externas. A exemplo da DT_TM_Int21, que teve um aumento de 20 MPa na tensão após o reforço, foi a troca número 65 (Figura 58), enquanto a barra externa correspondente foi substituída quase 10 barras depois, sendo a 72ª troca. As barras externas que também apresentaram aumento na tração apontam exatamente para os casos em que essas chapas foram trocadas antes das barras internas, como pode ser visto na DT_TM02, com a barra externa trocada na 60ª troca e a interna na 61ª, e na DT_TM22, onde a barra externa correspondente foi substituída na 73ª troca e a interna na 75ª.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 111 – Diferença absoluta das tensões totais nas Diagonais Tracionadas para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado

A Figura 112 mostra que o maior alívio da força normal após o reforço das diagonais foi de 150 kN para as chapas internas das DT_TM01 e DT_TM24 e que o maior aumento de tração foi superior a 100 kN para as chapas externas das DT_TM04 e DT_TM21.

Comparando a Figura 111 com a Figura 112 percebemos que os maiores alívios nas tensões de tração nesses elementos nem sempre corresponderam a aumentos consideráveis da força interna da barra. Como, por exemplo, a chapa interna da DT_TM09, sob a ação do peso próprio, sofreu um alívio de tensão de 27 MPa, que representou uma redução de aproximadamente 50 kN. Já a mesma chapa da DT_TM01 teve a mesma alteração na tensão, porém a redução da força normal foi de 150 kN. Esse fato é explicado pela ordem do aumento de área das seções transversais das novas diagonais.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Figura 112 – Diferença absoluta das forças normais totais nas Diagonais Tracionadas para o Modelo Original da Ponte e para o Modelo Reforçado

Em conclusão, os resultados analisados neste item mostram que os níveis de tensões totais nas diagonais tracionadas tornaram-se satisfatórios após a substituição delas, aumentando a segurança estrutural da ponte. Enquanto isso, os outros elementos, como os banzos e diagonais comprimidas, tiveram aumento nas tensões atuantes após o reforço e raros casos surgiram de elementos com tensão total, isto é, quando o efeito da carga do trem é somado ao efeito do peso próprio, atingindo valores não admissíveis, considerando os valores recomendados pela AREMA (2010).

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões gerais resultantes das análises, resultados e discussões descritos anteriormente e, por fim, algumas propostas para trabalhos futuros que possam servir de inspiração para os leitores deste estudo.

6.1 Conclusões gerais

A proposta desta pesquisa foi apresentar um modelo numérico comprovado experimentalmente que pudesse reproduzir o comportamento estrutural da ponte Imperial Dom Pedro II durante o processo de reforço com a troca das diagonais tracionadas e, conseqüentemente, avaliar diferentes sequências de substituições executadas na ponte.

Primeiramente, destaca-se a importância de monitoramento de pontes como ferramenta do sistema de gerenciamento dessas estruturas, auxiliando a tomada de decisão quanto a planos de conservação, manutenção e reforço, agindo efetivamente na preservação do patrimônio nacional de Obras de Arte Especiais (OAE). Os dados do monitoramento da estrutura e das cargas de rodas de um dos trens que passam pela ponte foram fundamentais para a calibração do modelo. Esses dados experimentais permitiram uma avaliação quantitativa dos modelos numéricos.

Em segundo lugar, é importante salientar a idade e o nível de deterioração dessa ponte, pois ela apresentou uma grande quantidade de patologias durante as inspeções visuais realizadas nos anos de 2012 e 2017. Destacam-se oxidação superficial generalizada, corrosão com perfuração em alguns elementos, deformações excessivas localizadas e falta de conectores em ligações. Essas anomalias mostram a necessidade de limpeza, pintura, manutenção e reforços,

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

como, por exemplo, as trocas das diagonais tracionadas, foco deste trabalho, que, inclusive justifica alguns resultados numéricos divergentes dos experimentais.

O primeiro modelo numérico, o Modelo Original da Ponte, apresentou deslocamentos verticais com cerca de 4% de diferença das flechas medidas na ponte sob a ação do trem C260 e deformações com diferença relativa média dos dados experimentais em torno de 16%, podendo, assim, ser considerado representativo da estrutura real. Entretanto os elementos do banzo inferior e uma das vigas transversinas apresentaram valores bem superiores aos numéricos, discrepância justificada, provavelmente, pelo estado de corrosão avançado neles, situação não contabilizada no modelo numérico. As flechas totais foram superiores ao valor limite da ABNT NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), porém abaixo do valor recomendado pelo manual da *AREMA* (2010), da mesma forma que as flechas do monitoramento. A segurança estrutural da ponte foi avaliada a partir das tensões, sendo o modelo capaz de indicar os elementos que não atenderam aos limites de tensões admissíveis segundo o manual da *AREMA* (2010), especificamente os banzos superiores e diagonais tracionadas, justificando a necessidade de reforço nesses elementos.

Esses fatos apontam, inclusive, que as simplificações na geometria (modelagem de apenas um tramo tipo), no carregamento (trem como cargas pontuais estáticas), no comportamento do material (regime elástico linear) e a técnica de modelagem com braços rígidos nas ligações entre os elementos foram válidas e assertivas para a criação de um modelo numérico que representa de maneira satisfatória a ponte, embora ela apresentasse uma grande quantidade de patologias, como apontaram as inspeções.

Com base nos resultados aceitáveis do Modelo Original da Ponte, o Modelo das Trocas foi criado para analisar dois métodos distintos de troca das diagonais tracionadas. Apenas o primeiro método foi monitorado em campo, permitindo a comparação dos valores numéricos. Portanto a segunda metodologia foi avaliada apenas no âmbito do modelo numérico. Inclusive,

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

os dados experimentais durante as trocas das nove diagonais tracionadas analisadas neste trabalho indicaram que quando uma chapa é retirada, a complementar dela (seja a interna ou a externa da mesma diagonal) absorve cerca de 40% desse esforço, e somente o restante é redistribuído entre as barras vizinhas. Além disso, as medições durante as operações de troca das diagonais tracionadas confirmaram que o reforço elevou o índice de segurança desses elementos e, conseqüentemente, melhorou a condição da ponte na totalidade.

Ao analisar a Primeira Metodologia de Troca, as respostas, quando comparadas às medições em campo durante a operação de reforço, mostraram boas aproximações das forças axiais nas diagonais antigas imediatamente antes de serem retiradas da estrutura. Apesar de o valor bem discrepante de 92% de diferença na troca da chapa externa da diagonal 3 (T3e), as forças axiais numéricas para as outras trocas tiveram diferenças aceitáveis dos valores experimentais. Já os valores de resíduos da força calculados pelo programa computacional apresentaram-se menos precisos, porém os “*box plots*” das diferenças absolutas apontaram que a mediana dos dados ficou abaixo de 7 kN, quando desconsiderados os “*outliers*” das comparações. Convém lembrar que as diagonais são elementos que suportam forças axiais na ordem de grandeza de 200 kN, ou seja, as diferenças entre os valores numéricos foram consideradas aceitáveis. Nessa análise pode-se observar uma vantagem do modelo numérico, cujos resultados apresentaram-se a favor da segurança, já que os valores foram superiores aos dados monitorados, no geral.

Assim sendo, o Modelo das Trocas também foi considerado satisfatório e pode, então, ser utilizado para avaliar a Segunda Metodologia de Troca. Esta análise confirmou as constatações dos dados do monitoramento, as quais indicam que a chapa complementar, que permanece na estrutura, sustenta cerca de 40% do esforço da diagonal retirada e que apenas as diagonais vizinhas, uma barra para cada lado da que foi substituída, apresentam alterações nos esforços, onde cada chapa absorveu cerca de 14% da força. De maneira secundária, observou-se que as

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

trocas em uma treliça interferem muito pouco nos elementos da outra treliça e que algumas diagonais adjacentes àquela substituída apresentaram, possivelmente, um alívio nas tensões de compressão atuantes, porém permanecendo comprimidas. Por fim, essa metodologia de troca mostrou que as chapas externas antigas das diagonais tracionadas que permaneceram na ponte, enquanto várias internas foram consecutivamente substituídas, apresentaram tensões não admissíveis quando o carregamento do trem C260 foi somado com o peso próprio da estrutura, atingindo valores próximos da tensão de escoamento do ferro pudlado.

Uma importante conclusão é que a Segunda Metodologia de Troca, em que não foram substituídas as chapas interna e externa de uma mesma diagonal tracionada consecutivamente, não é a sequência mais adequada para esta operação de reforço, sendo a Primeira Metodologia de Troca mais aconselhável, na qual os elementos internos e externos da mesma diagonal foram trocados na sequência, não os sobrecarregando, nem mesmo com possíveis passagens de trens durante as atividades do reforço. Neste trabalho não foram avaliados custos ou viabilidade construtiva das metodologias, porém outro ponto notável e importante é, independentemente da metodologia de troca escolhida para esse reforço estrutural, a manutenção da simetria das substituições segundo os planos longitudinais e transversais, evitando que os elementos antigos de diagonais sejam excessivamente solicitados, principalmente durante a passagem de trens na ponte no momento da operação de troca.

A análise 5, que se refere ao Modelo Reforçado, constatou que, após o processo de reforço da ponte, as tensões totais (PP + Trem C260) das diagonais tracionadas tornaram-se admissíveis quanto aos valores da *AREMA* (2010), haja vista o aço desses elementos apresentar maior resistência que o ferro pudlado. De maneira geral, a ordem de grandeza das tensões desses elementos permaneceu igual, porém a tensão admissível e de escoamento do aço ASTM A572 Gr.50 dobraram de valor. Os outros elementos sofreram discreto aumento no estado de tensão devido ao peso próprio, entretanto o carregamento do trem causou um alívio nas solicitações

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

na situação da ponte após o reforço. As diagonais comprimidas apresentaram um discreto aumento de compressão, ocasionando tensões totais de alguns elementos superiores ao limite admissível da *AREMA* (2010) para o ferro pudlado.

Em suma, este trabalho apresentou modelos numéricos comprovados experimentalmente que permitiram analisar a eficiência das duas metodologias do reforço executadas em uma ponte treliçada de aço bem antiga, a Ponte Imperial Dom Pedro II. Possivelmente, os modelos mostrados podem avaliar outras possíveis sequências de trocas das diagonais tracionadas para essa ponte. Além disso, o processo de modelagem pode ser utilizado por projetistas, de modo geral, para investigar métodos de reforços de substituição de elementos estruturais para pontes de aço similares, mesmo aquelas que são muito antigas, auxiliando na tomada de decisão quanto à melhor metodologia a ser executada.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

A partir da abordagem apresentada, nota-se que o monitoramento das estruturas amplia as possibilidades para aprimorar o gerenciamento de pontes, podendo auxiliar no processo de modelagem numérica de estruturas em processo de reabilitação, manutenção e reforço. Desta forma, os seguintes tópicos podem ser aprofundados objetivando aprimorar os resultados da modelagem numérica ou agregar mais variáveis nas comparações:

- a) utilizar técnica de modelagem que agregue, no mesmo modelo, elementos de barra/pórtico com elementos de cascas (Figura 113), podendo ser aplicados justamente nos elementos instrumentados para, possivelmente, melhorar os resultados numéricos;

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES

Figura 113 – Vista da ponte e estratégia de modelagem com barras e cascas

(Fonte: adaptado de COSTA; FIGUEIRAS, 2013)

- b) incluir no modelo numérico as patologias observadas na ponte durante as inspeções, como a corrosão e deformações permanentes;
- c) realizar estudo detalhado da compatibilização entre o ferro pudlado, material original da ponte, e os materiais utilizados nos reforços dela, principalmente o aço ASTM A572 Gr.50, objetivando contabilizar no modelo essa interação entre diferentes materiais;
- d) propor análise não linear durante as trocas das diagonais tracionadas, considerando a deformação dos elementos em cada fase do reforço executado;
- e) adicionar o reforço executado nos banzos superiores da ponte, avaliando a influência dele nas trocas das substituições e na segurança estrutural da OAE;
- f) considerar a influência da temperatura nos resultados numéricos, pois os dados dos monitoramentos e análise laboratorial encontraram uma boa correlação linear entre os sinais de deformação e temperatura, principalmente no caso dos extensômetros instalados nos banzos inferiores;
- g) avaliar o custo e a viabilidade construtiva para as duas metodologias de troca abordadas neste trabalho;
- h) propor outras possíveis sequências para as substituições das diagonais tracionadas mais eficientes que as executadas na obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION. Railway Structures. In: **Practical Guide to Railway Engineering**. Maryland: AREMA, 2003. cap 8, pg. 210.

AREMA, (AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION). **Manual for Railway Engineering**. Maryland: AREMA, 2010. v. 2, p. I-82

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA (ABCEM). **Primeira ponte em aço do Brasil: atravessando séculos**. Disponível em: <<https://www.abcem.org.br/site/noticias/primeira-ponte-em-aco-do-brasil-atravesando-seculos>>. Acesso em: 22 abr. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7189: Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias. Rio de Janeiro,. . 1985, p. 2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro,. . 2008, p. 237.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas. Rio de Janeiro,. . 2013, p. 18.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. . 2020, p. 61.

BITTENCOURT, T. N. **Ponte Dom Pedro II: Monitoramento e Análise do Comportamento Estrutural – Relatório Final (LEM - FCA 07-12 FUSP 2410) - Confidencial VLI**, São Paulo, 2012.

BITTENCOURT, T. N. **Ponte Dom Pedro II: Refinamento do Modelo Numérico e Estudos de Casos de Carregamento Específicos – Relatório Complementar – Relatório 5 (LEM - FCA 01-13 FUSP 2410) - Confidencial VLI**, São Paulo, 2013.

BITTENCOURT, T. N. **Mês 03 – Relatório 2 – Inspeção Preliminar - Confidencial VLI**, 2017a.

BITTENCOURT, T. N. **Mês 06 – Instrumentação e Início da Operação de Monitoramento Online de Médio Prazo em um Tramo da Ponte Imperial D. Pedro II – Relatório 2 - Confidencial VLI**, São Paulo, 2017b.

BITTENCOURT, T. N. **Mês 13 – Monitoramentos Durante Trocas de Diagonais Tracionadas e Passagens de Trens – Relatório 2 - Confidencial VLI**, São Paulo, 2018.

CARVALHO, H. **Projetos de reabilitação de pontes históricas em aço no Brasi**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. **Anais...**2018

CNT. **Boletim Estatístico – CNT – Agosto 2018**, 2018. Disponível em: <[http://cms.cnt.org.br/Imagens CNT/BOLETIM ESTATÍSTICO/BOLETIM ESTATÍSTICO 2018/Boletim Estatístico - 08 - 2018.pdf](http://cms.cnt.org.br/Imagens/CNT/BOLETIM%20ESTATÍSTICO/BOLETIM%20ESTATÍSTICO%202018/Boletim%20Estatístico%20-%2008%20-%202018.pdf)>. Acesso em: 27 nov. 2018

COLOMBO, A. B. et al. **Inspection and Short , Medium and Long-Term Monitoring of a Historic Brazilian Bridge**. IABSE Symposium. **Anais...**Guimarães, Portugal: 2019

COSTA, B. J. A.; FIGUEIRAS, J. A. A. Rehabilitation and Condition Assessment of a Centenary Steel Truss Bridge. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 89, p. 185–197, 2013.

COSTA, V. M. DA. **Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias: Aplicação a Casos de Estudo**. Braga: Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2009.

DE BRITO, J.; BRANCO, F. A. Concrete Bridge Management: From Design to Maintenance. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 3, n. 2, p. 68–

75, 1998.

HATFIELD, F. J. Engineering for Rehabilitation of Historic Metal Truss Bridges. **Welding Innovation**, v. XVIII, n. 3, p. 6, 2001.

HUDSON, S. W. et al. **National Cooperative Highway Research Program Report 300 – Bridge Management Systems**. Illinois: Transportation Research Board, 1987.

IPHAN, I. DO P. H. E A. N. **História das Ferrovias no Brasil**. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/609>>. Acesso em: 21 abr. 2020a.

IPHAN, I. DO P. H. E A. N. **São Félix (BA)**. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/476>>. Acesso em: 23 nov. 2018b.

IPHAN, I. DO P. H. E A. N. **Cachoeira (BA)**. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/112>>. Acesso em: 21 abr. 2020c.

KARBHARI, V. M.; ANSARI, F. **Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems**. Cambridge, UK: CRC Press, 2009.

KELTON, S. L.; ARWADE, S. R.; LUTENEGGER, A. J. Variability of the Mechanical Properties of Wrought Iron from Historic American Truss Bridges. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p. 638–647, 2011.

KÜHN, B. Assessment of Existing Steel Structures – Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life. **Procedia Engineering**, v. 66, p. 3–11, 2013.

MADEIRA, A. R. **Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial: Comparação Entre Soluções com Elementos Treliçados e de Alma Cheia**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

MARQUES, A. C.; BORGES, A. R.; HUNE, R. P. **Avaliação de uma ponte histórica de ferro pudlado na Bahia**. 55 Congresso Brasileiro de Concreto. **Anais...** Gramado - RS: IBRACON, 2013

MILLER, M. D. **Alsea Bay Bridge Replacement**. 4th International Bridge Engineering

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Conference. **Anais...**Washington, D.C.: 1995

MORETTIN, P. A.; BUSSAB, W. O. **Estatística Básica**. São Paulo: Saraiva, 2010.

PMEP, P. M. E. DE P. **RELATORIO TÉCNICO ESTRUTURAL CONFIDENCIAL VLI – PM-16-RTE-38-001**, 2016.

RADOMSKI, W. **Bridge rehabilitation**. Varsóvia, Polônia: Imperial College Press, 2002.

RAMOS, F. S. et al. **CONTRIBUIÇÃO PARA NORMA BRASILEIRA: PATOLOGIAS E METODOLOGIA DE INSPEÇÃO PARA PONTES METÁLICAS**. 61 Congresso Brasileiro de Concreto. **Anais...**Fortaleza - CE: IBRACON, 2019

TICONA MELO, L. R. **Monitoração de Modelos Físicos Reduzidos para Investigação do Comportamento de Estruturas em Escala Real**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2011.

TIMERMAN, R. et al. **Recuperação e substituição dos cabos da Ponte Pênsil de São Vicente/SP**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. **Anais...**2018

ANEXO A – Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Durante as duas inspeções visuais executadas na ponte, GMEC elaborou esquemas com a identificação das patologias encontradas para cada tramo da ponte, facilitando a visualização do estado de conservação da estrutura. A Figura 114 e a Figura 115 apresentam os desenhos esquemáticos com as anomalias da inspeção de 2012 e com legenda na Tabela 31, já a Figura 116 a Figura 119 mostram as anomalias encontradas na inspeção de 2017.

Tabela 31 – Legenda das anomalias encontradas na ponte na inspeção de 2012

Símbolo	Especificação da anomalia
Flambagem da barra externa
Flambagem das duas barras
Deformação pontual de uma das chapas
Rebites substituídos por parafusos A325
Acúmulo de água mais intenso

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 114 – Esquema do levantamento das anomalias dos tramos 1 e 2 na Inspeção de 2012

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 115 – Esquema do levantamento das anomalias dos tramos 3 e 4 na Inspeção de 2012

(Fonte: BITTENCOURT, 2012)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 116 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 1 na Inspeção de 2017

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017a)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 117 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 2 na Inspeção de 2017

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017a)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 118 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 3 na Inspeção de 2017

LEGENDA:	
—	- DIAGONAIS FLAMBADAS
—	- DIAGONAIS SUBSTITUIDAS
●	- DEFORMAÇÕES LOCALIZADAS
▲	- PERFURAÇÕES NA CHAPA DEVIDO A CORROSÃO
◆	- EMENDAS EM DIAGONAIS
	- EMPOÇAMENTO E/OU CORROSÃO

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017a)

ANEXO A– Levantamento esquemático das anomalias da ponte

Figura 119 – Esquema do levantamento das anomalias do tramo 4 na Inspeção de 2017

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2017a)

ANEXO B – Cargas de roda medidas em campo para o trem C260

Em 2012, com a instalação do monitoramento de curto prazo da ponte Imperial Dom Pedro II, outros sensores foram instalados nos dois trilhos da linha férrea (Figura 120), em local externo a ponte, para medição das deformações causadas pela passagem do trem C260. As cargas de rodas do trem foram determinadas a partir das deformações causadas pelo trem, sendo necessário, primeiramente, calibrar o sistema. A Figura 120 apresenta as retas de correlação entre a força da carga de roda (kN) com a deformação ($\mu\epsilon$) para os dois trilhos instrumentados.

Figura 120 – (a) Sensores instalados nos trilhos para medir deformação durante passagem do trem C260; calibração do conjunto de sensores (b) Trilho 1 e (c) Trilho 2

(Fonte: adaptado de BITTENCOURT, 2012)

A seguir, a Tabela 32 apresenta os valores calculados, nas colunas dois e três estão as cargas de roda em cada trilho, a quarta coluna é a média entre esses dois valores, e a quinta coluna é o valor da carga média multiplicado por dois para representar a carga média por eixo. Os valores utilizados nos modelos numéricos foram os valores de carga média para cada eixo, isto é, os valores apresentados na quarta, nona e décima quarta colunas da tabela.

ANEXO B– Cargas de roda medidas em campo para o trem C260

Tabela 32 – Valores de cargas de roda e carga por eixo do trem C260 medidos em campo (unidades kN) (continua)

Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo	Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo	Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo
1	69.49	124.71	97,10	194.20	67	92.06	91.92	91.99	183.97	133	92.00	89.28	90.64	181.29
2	138.19	91.17	114.68	229.36	68	87.78	84.21	85.99	171.99	134	100.16	78.62	89.39	178.78
3	132.54	89.96	111.25	222.50	69	88.35	87.14	87.74	175.48	135	89.93	100.63	95.28	190.56
4	88.72	115.62	102.17	204.34	70	97.18	75.91	86.54	173.09	136	83.79	96.33	90.06	180.12
5	110.13	95.02	102.57	205.15	71	111.46	106.97	109.22	218.43	137	86.93	93.84	90.38	180.77
6	116.77	95.21	105.99	211.98	72	108.21	97.99	103.10	206.20	138	99.21	80.00	89.61	179.21
7	68.99	126.66	97.82	195.65	73	92.15	103.06	97.61	195.21	139	94.29	106.27	100.28	200.56
8	124.46	99.69	112.07	224.15	74	104.65	99.48	97.58	195.17	140	91.66	100.52	96.09	192.18
9	129.09	102.70	115.90	231.79	75	102.18	99.48	103.67	207.33	141	91.62	96.43	94.02	188.05
10	72.67	126.00	99.33	198.67	76	101.15	97.80	99.48	198.95	142	99.57	87.09	93.33	186.65
11	129.42	93.42	111.42	222.84	77	99.23	90.62	94.92	189.85	143	98.63	106.02	102.33	204.65
12	121.42	101.83	111.63	223.25	78	113.29	79.87	96.58	193.16	144	99.04	98.37	98.70	197.41
13	78.08	90.04	84.06	168.13	79	100.48	100.70	100.59	201.18	145	96.34	103.10	99.72	199.44
14	90.56	83.21	86.89	173.78	80	93.73	94.38	94.06	188.12	146	101.39	99.97	100.68	201.36
15	96.91	104.83	100.87	201.74	81	92.61	91.97	92.29	184.59	147	92.75	110.14	101.45	202.89
16	99.38	96.01	97.70	195.30	82	104.65	82.64	93.64	187.29	148	95.76	105.45	100.60	201.21
17	105.42	83.19	94.30	188.61	83	81.64	116.00	98.82	197.64	149	88.96	101.17	95.07	190.13
18	112.43	79.96	96.19	192.39	84	93.14	99.83	96.49	192.97	150	101.85	89.04	95.44	190.89
19	90.82	94.99	92.80	185.81	85	80.51	112.68	96.60	193.19	151	85.61	113.50	99.55	190.11
20	88.14	94.77	91.45	182.91	86	120.33	106.79	113.56	227.12	152	92.54	101.14	96.84	193.68
21	91.42	91.46	91.44	182.88	87	122.99	95.47	109.23	218.46	153	91.10	88.12	89.61	179.22
22	101.10	84.54	92.82	185.64	88	91.63	120.11	105.87	211.74	154	101.02	78.85	89.93	179.87
23	111.23	106.79	109.01	218.02	89	119.09	97.92	108.51	217.01	155	90.17	117.45	103.81	207.62
24	107.40	95.37	101.38	202.77	90	102.67	114.62	108.65	217.29	156	92.72	107.16	99.94	199.88
25	91.79	90.06	90.92	181.85	91	81.37	122.94	102.15	204.31	157	93.51	91.15	93.33	186.65
26	103.75	84.50	94.12	188.25	92	125.94	82.47	104.21	208.41	158	105.00	83.29	94.15	188.29
27	96.91	94.97	95.94	191.87	93	114.50	111.20	112.85	225.70	159	97.79	95.39	96.59	193.19
28	94.18	91.75	92.97	185.93	94	84.01	123.26	103.63	207.27	160	99.43	89.31	94.37	188.74
29	105.10	90.72	97.91	195.82	95	132.25	105.35	118.80	237.60	161	89.52	95.91	92.71	185.43
30	113.78	85.81	99.80	199.59	96	105.47	110.99	108.23	216.46	162	106.55	78.90	92.72	185.45
31	108.34	98.37	103.36	206.71	97	87.13	102.22	94.68	189.35	163	88.05	112.01	100.03	200.06
32	108.03	89.59	98.81	197.62	98	98.08	102.04	100.06	200.12	164	94.18	102.94	98.56	197.12
33	97.25	89.47	93.36	186.72	99	92.18	108.40	100.29	200.58	165	91.20	101.22	96.21	192.42

ANEXO B– Cargas de roda medidas em campo para o trem C260

Tabela 32 – Valores de cargas de roda e carga por eixo do trem C260 medidos em campo (unidades kN) (conclusão)

Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo	Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo	Eixo	Carga de Roda Trilho1	Carga de Roda Trilho2	Carga de Roda Média	Carga por Eixo
34	104.27	86.34	95.30	190.61	100	98.60	100.81	99.71	199.41	166	103.96	89.79	96.87	193.75
35	101.85	102.53	102.19	204.38	101	90.15	97.10	93.62	187.25	167	89.08	101.92	95.50	191.00
36	95.92	99.65	97.78	195.56	102	105.76	82.93	94.34	188.69	168	95.89	91.15	93.52	187.04
37	100.07	86.49	93.28	186.56	103	83.75	106.33	95.04	190.08	169	88.60	108.96	98.78	197.56
38	111.69	78.20	94.95	189.89	104	89.76	100.20	94.98	189.96	170	106.49	92.99	99.74	199.48
39	93.15	103.73	98.44	196.88	105	99.86	99.19	99.53	199.05	171	98.93	100.45	99.69	199.39
40	95.23	93.08	94.15	188.31	106	109.35	82.72	96.03	192.70	172	107.05	84.78	95.92	191.83
41	95.28	92.31	93.79	187.58	107	85.90	110.30	98.10	196.20	173	88.54	108.59	98.56	197.13
42	100.89	89.01	94.95	189.90	108	89.76	103.87	96.77	193.54	174	107.61	90.23	98.92	197.84
43	95.19	112.28	103.74	207.47	109	87.03	91.86	89.45	178.90	175	81.49	107.36	94.42	188.85
44	101.73	104.72	103.23	206.45	110	95.18	87.02	91.10	182.20	176	84.03	100.65	92.34	184.68
45	93.08	92.48	92.78	185.56	111	95.49	103.85	99.67	199.34	177	84.59	100.28	92.44	184.87
46	99.79	89.83	94.81	189.62	112	93.90	98.96	96.43	192.86	178	94.59	90.89	92.74	185.49
47	102.62	103.36	102.99	205.98	113	90.14	93.05	91.59	183.19	179	80.65	106.10	93.37	186.75
48	96.00	99.98	97.99	195.97	114	101.52	85.33	93.42	186.85	180	83.53	99.14	91.34	182.67
49	90.82	86.81	88.81	177.63	115	97.94	105.62	101.78	203.56	181	85.29	106.39	95.84	191.68
50	103.77	73.99	88.88	177.76	116	95.10	99.44	97.27	194.54	182	87.98	104.97	96.48	192.95
51	101.42	104.50	102.96	205.92	117	101.76	92.30	97.03	194.06	183	82.81	102.82	92.82	185.63
52	100.64	94.35	97.49	194.99	118	113.20	83.43	98.32	196.63	184	87.08	96.09	91.59	183.17
53	94.41	89.53	91.97	183.94	119	91.50	109.61	100.56	201.11	185	71.72	128.37	100.04	200.09
54	105.55	82.64	94.09	188.19	120	98.31	98.96	98.64	197.27	186	130.38	78.28	104.33	208.66
55	97.79	110.15	103.97	207.94	121	93.75	101.73	97.74	195.48	187	125.75	89.07	107.41	214.82
56	92.84	103.28	98.06	196.12	122	108.32	84.59	96.46	192.91	188	75.51	125.00	100.25	200.51
57	81.62	92.81	87.21	174.43	123	91.11	105.88	98.49	196.99	189	127.69	119.64	123.67	247.33
58	102.67	82.52	92.60	185.19	124	89.24	100.94	95.09	190.18	190	88.54	104.05	96.30	192.59
59	95.23	98.17	96.70	193.39	125	91.21	90.08	90.64	181.29	191	60.58	142.16	101.37	202.74
60	98.69	95.49	97.09	194.18	126	103.82	78.22	91.02	182.04	192	124.93	85.70	105.31	210.63
61	90.58	87.23	88.90	177.81	127	92.10	108.88	100.49	200.98	193	88.75	106.81	97.78	195.56
62	103.95	75.71	89.83	179.66	128	91.00	106.65	98.83	197.65	194	74.05	125.05	99.55	199.10
63	104.52	108.86	106.69	213.38	129	97.58	101.55	99.57	199.13	195	119.70	99.65	109.67	219.35
64	106.94	96.36	101.65	203.30	130	110.20	91.40	100.80	201.60	196	94.23	112.63	103.43	206.86
65	89.20	85.52	87.36	174.72	131	94.21	113.39	103.80	207.60	Total	19175.74	19203.25	19189.50	38378.99
66	100.18	85.06	92.62	185.24	132	93.44	104.15	98.79	197.59	Média	97.84	97.98	97.91	195.81

(Fonte: BITTENCOURT, 2013)

ANEXO C – *Box plot*

O “*box plot*” é um diagrama estatístico que complementa as características dos dados analisados, pois aponta a posição, assimetria, caudas, dispersão e dados discrepantes (MORETTIN; BUSSAB, 2010). A Figura 121 define as partes de um “*box plot*”, sendo q_1 , q_2 e q_3 os valores para o primeiro, o segundo e o terceiro quartil, respectivamente; d_q representa a distância interquartil, dado por (1) ; as linhas além da caixa são o limite inferior (LI) e o limite superior (LS), dados por (2) e (3), respectivamente; e, por fim, os asteriscos são os dados que estão além dos limites, denominados de valores atípicos ou “*outliers*”. Nos diagramas deste trabalho, a mediana é considerada nos cálculos se o número de dados for par.

Figura 121 – Esquema de *Box plot*

(Fonte: MORETTIN; BUSSAB, 2010, p. 48)

$$d_q = q_3 - q_1 \quad (1)$$

$$LI = q_1 - (1,5)d_q \quad (2)$$

$$LS = q_3 + (1,5)d_q \quad (3)$$

APÊNDICE A

APÊNDICE A – Registro fotográfico das anomalias na ponte

A seguir, a Tabela 33 apresenta um catálogo das patologias encontradas na Ponte Imperial Dom Pedro II durante as inspeções visuais realizadas, complementando as anomalias relatadas no item 3.3, incluindo registro fotográfico, localização das anomalias, elementos atingidos e observações.

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continua)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Corrosão acentuada com perfuração				
	Fixação ausente e cabeças degradadas	Banzo inferior	-	-	-
	Drenagem inexistente com acúmulo de água
Corrosão acentuada	Banzo inferior - BI17	J	1	-
Ligação rompida	Diagonal comprimida (DC12) com banzo superior (BS13)	-	2	-

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Corrosão das cabeças dos rebites	Banzo inferior - BI17	J	2	-
Drenagem inexistente com acúmulo de água	Banzo inferior	J	3	-
Corrosão acentuada com perfuração	Banzo inferior	J	2	-
Corrosão superficial generalizada	Montantes, diagonais comprimidas e tracionadas e pórtico	J		-

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Corrosão localizada com perda de seção acentuada	Diagonal	-	-	-
Corrosão acentuada com perda de seção	Vigas transversinas e pórtico	M	AP2	-
Corrosão localizada	Banzo inferior – BI15	M	2
Deformação causada por colisão de veículo	Viga inferior do pórtico, limitadora de gabarito vertical da ponte	-	Sobre AP3	-

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Corrosão localizada com perda de seção acentuada	Montante no meio do vão	J	1	-
3
Fissuração (trincas) e deslocamento das chapas	Chapa metálica do tabuleiro - Sobre o BI20	J	2	-
3
Corrosão, perfuração	Chapas de passarela de pedestres e corrimão	-	-	-

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Deformação e flambagem localizada	Diagonal tracionada	-	-	-
Diagonal tracionada – DT12	J	1
Deformação e flambagem localizada	Diagonal tracionada – DT26		3	-
Diagonal tracionada – DT14	M	4
Ruptura do elemento	Diagonal tracionada	-	-	Pode haver fratura não visível a olho nu nas peças

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (continuação)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Deformação e flambagem localizada	Diagonal tracionada – DT15
Diagonal tracionada – DT14	M	2	-
Corrosão localizada com perfuração	Diagonal comprimida	-	-	-
Deformação localizada	Diagonal comprimida – DC13	J	2	Possivelmente, causada por colisão de veículo
Rompimento da Ligação	Contraventamento da Diagonal Comprimida – DC23	M	1	-

APÊNDICE A

Tabela 33 – Anomalias complementares encontradas na ponte e localização (conclusão)

Anomalia Encontrada		Elemento			Observação
Foto	Tipo	Tipo	Treliça	Tramo
Deformação e flambagem localizada	Diagonal comprimidas – DC13	J	2	-
Corrosão, perfuração e desgaste	Diagonal comprimidas – DC12	M	1
Rompimento da ligação	Contraventamento da Diagonal Comprimida – DC8	M	1	-
	Ausência de fixador				Provável falha de construção
Drenagem inexistente com acúmulo de água e detritos	Montante sobre AP2	J	2	-

Legenda:

M – Treliça de Montante

J – Treliça de Jusante

(Fonte: adaptado de RAMOS et al., 2019)

APÊNDICE B

APÊNDICE B – Tensão admissível segundo AREMA para os elementos estruturais comprimidos da ponte

De acordo com o *Manual for Railway Engineering* (AREMA, 2010), os elementos estruturais submetidos à compressão axial com carga centralizada possuem tensões admissíveis de compressão (σ_{adm}) diferentes, definidas pelo índice de esbeltez (kl/r) da peça. A Tabela 34 apresenta as categorias para as tensões admissíveis da Tabela 15-1-11 do manual americano (AREMA, 2010):

Tabela 34 – Valores de tensão admissível para membros sob compressão axial segundo *Manual for Railway Engineering*

Intervalo do Índice de Esbeltez	Fórmula σ_{adm}
$kl / r \leq 0,629 / \sqrt{f_y/E}$	$0,55f_y$
$0,629 / \sqrt{f_y/E} \leq kl / r \leq 5,034 / \sqrt{f_y/E}$	$0,60F_y - \left(\frac{17500f_y}{E} \right)^{3/2} kl / r$
$kl / r \geq 5,034 / \sqrt{f_y/E}$	$\frac{0,514\pi^2 E}{(kl / r)^2}$

Legenda:

kl = comprimento efetivo do elemento comprimido;

$k = 3/4$ para elemento com ligações rebitadas;

r = raio de giração do elemento comprimido em polegadas (in);

f_y = tensão de escoamento do material em psi;

E = módulo de elasticidade do material.

(Fonte: adaptado de AREMA, 2010, p. 15-1-40)

O primeiro limite para o índice de esbeltez mostrado na Tabela 34 para o ferro pudlado é igual a:

$$0,629 / \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,629}{\sqrt{\frac{150}{195000}}} = 22,67 \quad (4)$$

Essa análise foi feita para os elementos do banzo superior e para as diagonais comprimidas da ponte, cujos índices de esbeltez são mostrados na Tabela 35.

APÊNDICE B

Tabela 35 – Índices de esbeltez para os banzos superiores e para as diagonais comprimidas da ponte

Tipo do elemento	Seção Transversal	r_y (mm)	r_y (in)	kl_y / r_y	r_z (mm)	r_z (in)	kl_z / r_z
Banzo Superior	BS_12,5	167,67	6,60	17,11	261,73	10,30	10,96
	BS_23,6	169,28	6,66	16,95	262,48	10,33	10,93
	BS_40,8	166,68	6,56	17,21	263,25	10,36	10,90
	BS_53,3	163,85	6,45	17,51	263,63	10,38	10,88
Diagonais Comprimidas	DC_9,4	43,96	1,73	19,62	22,17	0,87	13,53
	DC_10,5	37,86	1,49	22,78	21,81	0,86	13,76
	DC_10,7	37,91	1,49	22,75	21,79	0,86	13,77
	DC_12,5x177	38,58	1,52	22,36	22,31	0,88	13,45
	DC_12,5x178	39,03	1,54	22,10	21,76	0,86	13,79
	DC_12,5x213	48,15	1,90	17,91	21,69	0,85	13,83
	DC_13,0	46,92	1,85	18,38	21,73	0,86	13,81
	DC_13,6	64,2	2,53	13,43	30,07	1,18	9,98
	DC_14,3	62,21	2,45	13,86	21,7	0,85	13,82
	DC_16,0	63,12	2,49	13,66	21,51	0,85	13,95

Nota:

 l_y e $l_z = 3825 \text{ mm} = 150,59 \text{ in}$, no caso dos banzos superiores; $l_y = 1150 \text{ mm} = 45,28 \text{ in}$, no caso da diagonal comprimida, sendo a distância entre ligações com as diagonais tracionadas; $l_z = 400 \text{ mm} = 15,75 \text{ in}$, no caso da diagonal comprimida, sendo a distância entre contraventamentos.

Como a maioria das seções transversais tem índices de esbeltez abaixo do primeiro limite definido pelo *Manual for Railway Engineering* (AREMA, 2010), exceto as seções DC_10,5 e DC_10,7, cujos índices de esbeltez ultrapassaram pouco o limite, portanto, a tensão admissível adotada neste trabalho para os banzos superiores e para as diagonais comprimidas foi $0,55f_y$.