

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**EFEITO DA CORROSÃO NA INTEGRIDADE
ESTRUTURAL DA PONTE METÁLICA
MARECHAL HERMES**

FABIANA MALTA BRINCK

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luiz Cláudio Cândido

CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Ouro Preto, outubro de 2004

AGRADECIMENTOS

Ao Criador pela vida, ao meu esposo Leonardo pelo apoio constante, aos meus pais por eu ser quem sou.

À tia Edite pela amizade e hospitalidade e aos amigos por compreenderem minha ausência.

Agradeço também ao Candinho, que além de orientador mostrou-se um amigo e ao Assis. Aos colegas de mestrado pela amizade tão valiosa, em especial à Gisele, Lucas, Fabíola e Edézio.

À Fundação Gorceix, à USIMINAS, ao CDTN à Bema Tintas e à Prefeitura de Pirapora pelo apoio técnico e/ou financeiro.

A todos que de alguma forma me ajudaram.

RESUMO

Sabe-se que a degradação que ocorre em estruturas de pontes metálicas é um problema mundial. Isto ocorre por diversas razões como envelhecimento da ponte, aumento da carga de tráfego, ataque ambiental e algumas vezes devido a projetos, detalhamento e construção da estrutura, inadequados. A degradação usualmente começa no ponto mais debilitado da estrutura, sendo, portanto, necessário procurar por evidências visuais de sua ocorrência. Para resolver todos esses problemas, procedimentos diferentes de inspeção de pontes têm sido aplicados em diferentes países. No Brasil, no entanto, parece não haver preocupação em preservar a integridade das estruturas, não sendo comum a realização de inspeções e/ou manutenções, o que pode afetar a segurança estrutural, levando à necessidade de reparos mais severos e conseqüentemente mais caros. Este trabalho procurou diagnosticar e propor soluções visando a minimização do fenômeno de corrosão desenvolvido na Ponte Marechal Hermes (Rio São Francisco). Para isso foram feitas visitas *in locu* onde, através de inspeção visual, filmagem e registros fotográficos, coletaram-se os dados necessários para análises. Também foram coletadas amostras e então realizadas caracterizações química, mecânica e metalográfica do aço empregado na ponte, além da análise de corrosão. Fez-se modelagem através de elementos finitos visando analisar o comportamento estrutural da ponte com e sem danos por corrosão, o que possibilitou a verificação dos elementos estruturais mais solicitados e a influência da corrosão nestas regiões. Foram realizados ensaios com névoa salina em diferentes sistemas de pintura visando identificar o melhor procedimento de revestimento para proteção da ponte. Verificou-se que o emprego do sistema de pintura constituído de etil silicato de zinco, com *primer* epóxi-amida rico em zinco e esmalte poliuretano alifático foi o que apresentou melhor desempenho.

ABSTRACT

It's known that the degradation, which occurs in metal bridges structures, is a worldwide problem. This happens because of several reasons such as the bridges' advanced age, the increase of the traffic weight, environmental attacks and, sometimes, because of projects, inadequate detailment and construction of structures. Degradation usually starts at the most weaken point of the structure, therefore it's necessary to look for visual evidences of its incidence. In order to solve all these problems, different procedures in inspection of bridges have been used in different countries. In Brazil, however, it seems there is not any concern about keeping the integrity of the structures, not being commonly used proper procedures such as inspections and maintenance of the structures, what can affect its safety, causing the needs of more severe and expensive repairs. This research intends to make a diagnosis and propose solutions, which aim the least occurrence of the phenomenon of corrosion developed by Marechal Hermes Bridge (São Francisco River). Therefore visits were made *in locu*, in which visual inspection, screen and photo registers, the information necessary for the analysis were collected. Some samples were also collected and than, chemical, mechanical and metalographic characterization were made on the steel used on the bridge, besides the analysis of the corrosion. The shape was made through limited elements, which aimed to analyze the structural behavior of the bridge with or without damages made by corrosion in these areas. There were made tests with salt spray in different systems of painting which aims to identify the best procedure of covering in order to protect the bridge. It was verified that the use of etil silicate of zinc, with primer epoxy-amide, rich in zinc and aliphatic varnish polyurethane was the one which presented the best performance.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	01
2. OBJETIVOS	03
3. RELEVÂNCIA DO TRABALHO	04
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	05
4.1 – Fundamentos de Aços	05
4.2 – Fundamentos de Corrosão	09
4.2.1 – Generalidades	09
4.2.2 – Pilhas Eletroquímicas	11
4.3 – Fundamentos de Patologia	14
4.4 – Preparo da Superfície Metálica para Pintura	20
4.5 – Proteção Anticorrosiva através de Tintas	23
4.6 – Metodologia para Avaliação de Condição da Estrutura Metálica	32
4.6.1 – Inspeção de Ponte	33
4.6.2 – Avaliação da Condição da Estrutura de uma Ponte	36
4.6.3 – Classificação da Condição da Estrutura de uma Ponte	37
4.7 – Avaliação da Capacidade de Carga	38
4.8 – Desenvolvimento de Modelos Computacionais	40
4.9 – Modelagem de Estruturas Deterioradas	42
5. MATERIAIS E MÉTODOS	48
5.1 – Materiais	48
5.2 – Métodos	57
5.2.1 – Modelagem no Programa Computacional SAP2000	57
5.2.2 – Sistemas de Pintura	66
5.2.3 – Limpeza dos Corpos-de-Prova	68
5.2.4 – Pintura dos Corpos-de-Prova	69
5.2.5 – Ensaio de Aderência	70
5.2.6 – Ensaio de Resistência à Névoa Salina	71
5.2.6.1 – Migração Subcutânea	73
5.2.6.2 – Grau de Enferrujamento	73
5.2.6.3 – Grau de Empolamento	74

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO	75
6.1 – Inspeção visual	75
6.2 – Análise Numérico-computacional via Método dos Elementos Finitos no Programa SAP2000	93
6.2.1 – Ponte 1	96
6.2.1.1 – Pórtico Espacial	97
6.2.1.2 – Treliça Espacial	100
6.2.1.3 – Treliça Plana	103
6.2.1.4 – Comparação entre os Modelos	103
6.2.1.5 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo a Norma Brasileira	111
6.2.1.6 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo as Especificações da AISC-ASD89 (Norma americana) via Verificação Automática Usando o SAP2000	120
6.2.1.7 - Deslocamento dos Nós	123
6.2.1.8 – Introdução de Danos no Modelo de Treliça Plana Devido à Corrosão	126
6.2.2 – Ponte 2	127
6.2.2.1 – Pórtico Espacial	128
6.2.2.2 – Treliça Espacial	131
6.2.2.3 – Treliça Plana	133
6.2.2.4 – Comparação entre os Modelos	134
6.2.2.5 – Capacidade de Carga dos Perfis segundo a Norma Brasileira	140
6.2.2.6 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo as Especificações da AISC-ASD89 (Norma americana) via Verificação Automática Usando o SAP2000	149
6.2.2.7 - Deslocamento dos Nós	152
6.2.2.8 – Introdução de Danos no Modelo de Treliça Plana Devido à Corrosão	155
6.3 – Avaliação da Integridade de Tintas	155
6.3.1 – Enaio de Aderência	155

6.3.2 - Ensaio de Resistência à Névoa Salina	158
6.4 – Considerações Finais	163
7. CONCLUSÕES	171
8. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	172
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173
10. ANEXOS	178

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 - Representação esquemática mostrando a etapa de obtenção de um material metálico e o efeito da corrosão no mesmo	10
Figura 4.2 – Representação esquemática de uma pilha eletroquímica	11
Figura 4.3 – Modificações de projeto visando a minimização de corrosão	19
Figura 4.4 - Representação esquemática do mecanismo de proteção por revestimento	20
Figura 4.5 – Representação esquemática de um Conjunto para jateamento abrasivo ...	23
Figura 4.6 – Quadro descritivo de tintas	24
Figura 4.7 – Componentes A e B do Primer Epóxi Amida Rico em Zinco	27
Figura 4.8 – Componentes A e B do Etil Silicato de Zinco	28
Figura 4.9 – Componentes A e B do Mastic Epóxi-Amida Econômico	29
Figura 4.10 – Componentes A e B do Esmalte Poliuretano Alifático	30
Figura 4.11 – Exemplo de pistola convencional com o recipiente acoplado diretamente à pistola	32
Figura 4.12 – Fluxograma mostrando o uso dos dados da avaliação das condições da estrutura da ponte	35
Figura 5.1 – Visão em perspectiva da Ponte Marechal Hermes	48
Figura 5.2 – Vista da seção transversal da ponte que mostra as tábuas colocadas para o tráfego de automóveis	49
Figura 5.3 – Representação esquemática da Seção Longitudinal da Ponte Marechal Hermes: 4 vãos de acesso (2 de cada lado) e 10 vãos centrais	50
Figura 5.4 – Representação esquemática da planta típica do tabuleiro de um dos vãos (Ponte 1) da PMH e seus elementos constituintes	50
Figura 5.5 – Representação esquemática da planta típica do tabuleiro de um dos vãos (Ponte 2) da PMH e seus elementos constituintes	51
Figura 5.6 – Representação esquemática do contraventamento inferior de um dos vãos (Ponte 1) da PMH	51
Figura 5.7 - Representação esquemática do contraventamento inferior de um dos vãos (Ponte 2) da PMH	51
Figura 5.8 – Representação esquemática do contraventamento superior da PMH	52
Figura 5.9 – Representação esquemática do detalhe do passeio lateral	52

Figura 5.10 – Representação esquemática da seção transversal completa da PMH	53
Figura 5.11 – Locais de onde foram retiradas as amostras para análise química e metalográfica da PMH	54
Figura 5.12 – Fotomicrografia de aço do tipo AISI 1005; amostra 1; ataque com Nital 2%; aumento de 1000X	55
Figura 5.13 – Fotomicrografia de aço do tipo AISI 1123; amostra 2; ataque com Nital 2%; aumento de 1000X; ferrita (claro) e perlita (escuro)	56
Figura 5.14 – Barras rígidas utilizadas na modelagem	58
Figura 5.15 – Modelagem da treliça da passarela, com carregamento (kN/m) devido ao fluxo de pedestres, feita no programa computacional SAP2000	59
Figura 5.16 – Modelagem da treliça da passarela, com carregamento (kN) devido aos seus componentes (madeira, fixação, etc.), feita no programa computacional SAP2000	60
Figura 5.17 – Sobrecarga (kN) devido à passarela na Ponte 1	61
Figura 5.18 - Sobrecarga (kN/m) devido a trilhos e dormentes na Ponte 1	61
Figura 5.19 – Vento (kN/m) na Ponte 1, carregada	62
Figura 5.20 – Carga móvel utilizada na modelagem; Trem-tipo TB 240	63
Figura 5.21 – Carga móvel utilizada na modelagem; Trem-tipo TB 170	63
Figura 5.22 - Modelagem da Ponte 1 como pórtico espacial	64
Figura 5.23 – Modelagem da Ponte 1 como treliça espacial	64
Figura 5.24 – Modelagem da Ponte 1 como treliça plana	65
Figura 5.25 – Conjunto para jateamento abrasivo das superfícies das amostras	68
Figura 5.26 – Corpo-de-prova após jateamento abrasivo - padrão Sa2 ½, conforme a norma sueca SIS 05 5900 – 1967	69
Figura 5.27 – Pintura dos CPs com pistola convencional com o recipiente acoplado diretamente à pistola	69
Figura 5.28 – Medição de espessura da película de tinta seca	70
Figura 5.29 – Bandeja com os CPs distribuídos para ensaios em névoa salina	71
Figura 5.30 – Mapa de localização de CPs distribuídos nas bandejas para ensaios de névoa salina	72
Figura 5.31 – Câmara de névoa salina com as bandejas durante os ensaios	73

Figura 6.1 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 1; vista 1	75
Figura 6.2 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 1; vista 2	76
Figura 6.3 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 2; vista 1	76
Figura 6.4 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 2; vista 2	77
Figura 6.5 – Detalhamento de pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; vista 1	78
Figura 6.6 – Detalhamento dos pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; vista 2	78
Figura 6.7 – Detalhamento dos pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; contraventamento inferior	79
Figura 6.8 – Corrosão generalizada nas estruturas metálicas da ponte – regiões superiores	79
Figura 6.9 – Corrosão menos acentuada em certas regiões da ponte	81
Figura 6.10 – Sistema (metal/madeira) de desenvolvimento de condições ao ataque da ponte	81
Figura 6.11 – Lugares de retenção de materiais onde propicia o acúmulo de eletrólito e ataque do material; (a) chapa metálica sem escoamento de fluido; (b) idem, porém em região onde se fez furo para saída de fluido; (c) retenção de madeira em estrutura metálica	84
Figura 6.12 – Ataque corrosivo em locais onde ocorre acúmulo de eletrólito	85
Figura 6.13 – Desenvolvimento do fenômeno de corrosão em regiões de frestas	87
Figura 6.14 – Efeito do ataque corrosivo em elementos de ligação da ponte; nota-se degradação total de alguns componentes	90
Figura 6.15 – Corrosão metálica na região do guarda-corpo da Ponte Marechal Hermes	92
Figura 6.16 – Destacamento da pintura e ataque corrosivo no material da Ponte Marechal Hermes (a); região onde o processo corrosivo tem sido menos intenso (b)	92
Figura 6.17 – Ataque corrosivo em chapas justapostas, unidas por parafusagem e rebitagem	93

Figura 6.18 (a) – Localização dos elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 1.....	97
Figura 6.19 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 1.....	98
Figura 6.20 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 1.....	98
Figura 6.21 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 1	99
Figura 6.22 (a) – Localização dos elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 1.....	100
Figura 6.23 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 1.....	101
Figura 6.24 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 1.....	101
Figura 6.25 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 1	102
Figura 6.26 (a) – Localização dos elementos mais solicitados da Ponte 1; (b) – Maiores solicitações da Ponte 1.....	103
Figura 6.27 – Comparação entre as diagonais, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 151 e compressão na barra 150	104
Figura 6.28 – Comparação entre os montantes, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 319 e compressão na barra 25	104
Figura 6.29 – Comparação entre o banzo superior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Compressão na barra 193	105

Figura 6.30 – Comparação entre o banzo inferior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 291.....	105
Figura 6.31 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 125 e compressão na barra 112	106
Figura 6.32 – Comparação entre os montantes, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 206 e compressão na barra 204	106
Figura 6.33 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 131 e compressão na barra 148	107
Figura 6.34 – Comparação entre os montantes, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 1; Tração e compressão na barra 10	107
Figura 6.35 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 276 e compressão na barra 274	108
Figura 6.36 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 182 e compressão na barra 175.....	108
Figura 6.37 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x1 (elementos de enrijecimento dos pórticos transversais) e sua resistência	111
Figura 6.38 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 61x62 (primeira diagonal da treliça principal) e sua resistência	112
Figura 6.39 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 21x35 (primeiro montante da treliça principal) e sua resistência	112
Figura 6.40 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x30 (segunda diagonal da treliça principal) e sua resistência	113
Figura 6.41 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x31 (segundo montante da treliça principal) e sua resistência	113
Figura 6.42 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x26 (terceira e quarta diagonais da treliça principal) e sua resistência	114
Figura 6.43 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x23 (terceiro e quarto montantes da treliça principal) e sua resistência	114

Figura 6.44 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x22 (sexta diagonal da treliça principal) e sua resistência	115
Figura 6.45 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 55x60 (banzo inferior da treliça principal) e sua resistência	115
Figura 6.46 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x60 (banzo superior da treliça principal) e sua resistência	116
Figura 6.47 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 19x60 (montantes do contraventamento superior) e sua resistência	116
Figura 6.48 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 475 (longarinas) e sua resistência	117
Figura 6.49 – Comparação entre a maior solicitação no perfil L 9x9x09 (contraventamento das longarinas) e sua resistência	117
Figura 6.50 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 11x11 (montantes do contraventamento inferior) e sua resistência	118
Figura 6.51 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x09 (diagonais do contraventamento inferior) e sua resistência	118
Figura 6.52 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 240	120
Figura 6.53 - Contraventamento inferior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 240	120
Figura 6.54 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como treliça espacial; TB 240	121
Figura 6.55 - Contraventamento Superior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 170	122
Figura 6.56 - Contraventamento inferior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 170	122
Figura 6.57 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como treliça espacial; TB 170	123
Figura 6.58 (a) – Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 1; (b) - Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 1; plano YZ	124

Figura 6.59 (a) – Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 1; (b) - Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 1; plano YZ	124
Figura 6.60 – Deformada da modelagem como treliça plana da Ponte 1	125
Figura 6.61 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 2	128
Figura 6.62 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 2	129
Figura 6.63 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 2	129
Figura 6.64 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 2	130
Figura 6.65 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 2	131
Figura 6.66 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 2	131
Figura 6.67 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 2 (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 2	132
Figura 6.68 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 2	133
Figura 6.69 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2; (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 2	133

Figura 6.70 – Comparação entre as diagonais, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 220 e compressão na barra 219	134
Figura 6.71 – Comparação entre os montantes, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 397 e compressão na barra 21	135
Figura 6.72 – Comparação entre o banzo superior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Compressão na barra 6	135
Figura 6.73 – Comparação entre o banzo inferior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 380	136
Figura 6.74 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 164 e compressão na barra 163	136
Figura 6.75 – Comparação entre os montantes, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 236 e compressão na barra 298	137
Figura 6.76 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 201 e compressão na barra 202	137
Figura 6.77 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 359 e compressão na barra 344	138
Figura 6.78 – Comparação entre as longarinas dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 313 e compressão na barra 319	138
Figura 6.79 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x1 (contraventamento da seção transversal da ponte) e sua resistência	141
Figura 6.80 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 19x60 (montantes do contraventamento superior) e sua resistência	141
Figura 6.81 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 56x62 (primeira diagonal da treliça principal) e sua resistência	142
Figura 6.82 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x17 (primeiro montante da treliça principal) e sua resistência	142
Figura 6.83 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x61 (segunda diagonal da treliça principal) e sua resistência	143

Figura 6.84 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x31 (segundo montante da treliça principal) e sua resistência	143
Figura 6.85 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x50 (terceira diagonal da treliça principal) e sua resistência	144
Figura 6.86 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x29 (terceiro e quarto montantes da treliça principal) e sua resistência	144
Figura 6.87 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x45 (quarta diagonal da treliça principal) e sua resistência	145
Figura 6.88 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x38 (quinta diagonal da treliça principal) e sua resistência	145
Figura 6.89 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x25 (quinto e sexto montantes da treliça principal) e sua resistência	146
Figura 6.90 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x20 (sétima diagonal da treliça principal) e sua resistência	146
Figura 6.91 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x30 (oitava diagonal da treliça principal) e sua resistência	147
Figura 6.92 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x55 (banzo superior da treliça principal) e sua resistência	147
Figura 6.93 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x62 (banzo inferior da treliça principal) e sua resistência	148
Figura 6.94 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 470 (longarinas) e sua resistência	148
Figura 6.95 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 580 (transversinas) e sua resistência	149
Figura 6.96 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240	150
Figura 6.97 - Contraventamento superior da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240	150
Figura 6.98 - Contraventamento inferior da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240	150
Figura 6.99 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como treliça espacial; TB 240	151

Figura 6.100 - Contraventamento superior da Ponte 2 modelada como treliça espacial; TB 240	151
Figura 6.101 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como treliça plana; TB 240 ...	151
Figura 6.102 (a) – Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 2; (b) - Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 2; plano YZ	153
Figura 6.103 (a) – Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 2; (b) - Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 2; plano YZ	153
Figura 6.104 – Deformada da modelagem como treliça plana da Ponte 2	154
Figura 6.105 – Treliça principal da Ponte 2, danificada, modelada como treliça plana; TB 240	155
Figura 6.106 – CP após ensaio de aderência (amostra <u>C</u>) – Gr 2A	156
Figura 6.107 – CP após ensaio de aderência (amostra <u>D</u>) – Gr 2A	156
Figura 6.108 – CP após ensaio de aderência (amostra <u>G</u>) – Gr 1A	157
Figura 6.109 – Corpo-de-prova empregado em ensaio de névoa salina. Migração subcutânea ($MS = 0$), e empolamento ($G_{Emp} d_3/t_5$) na amostra <u>A</u> após 2 semanas na câmara de névoa salina	159
Figura 6.110 – Idem à Figura 6.109, para o CP <u>B</u> ₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina ($MS = 0$ e $G_{Emp} = d_2/t_5$)	159
Figura 6.111 – Ensaio de migração subcutânea ($MS \cong 28$ mm) no CP <u>D</u> ₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina	160
Figura 6.112 – Idem à Figura 6.111, $MS = 7,20$ mm, no CP <u>E</u> ₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina	160

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Principais características e aplicações dos aços-carbono	07
Tabela 5.1 – Composição química das amostras (%peso)	54
Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de tração da amostra 1	56
Tabela 5.3 – Valores do carregamento de sobrecarga devido às passarelas, nos pontos de transmissão de carga das passarelas para as treliças principais, das Pontes 1 e 2	60
Tabela 5.4 - Valores de vento para as Pontes 1 e 2	62
Tabela 5.5 – Sistemas e subsistemas de pintura empregados	67
Tabela 6.1 - Valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente de acordo com o tipo de modelo	109
Tabela 6.2 – Deslocamentos máximos para os três tipos de modelos	125
Tabela 6.3 - Valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente de acordo com o tipo de modelo	139
Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos para os três tipos de modelos	154
Tabela 6.5 - Resultados do ensaio de aderência	157
Tabela 6.6 – Ensaio de resistência à Névoa Salina	161

NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

- A: Área da seção transversal
A₀: Área da seção transversal inicial
a: Área exposta total medida no comprimento l, da zona de migração subcutânea
COMB 1: Combinação de carregamento 1
COMB 2: Combinação de carregamento 2
COMB 3: Combinação de carregamento 3
COMB 4: Combinação de carregamento 4
CPs: Corpos-de-Prova
d: Largura total média da zona de migração subcutânea
d₀: Largura da ponta do buril
E: Módulo de elasticidade
Es: Etil-silicato de zinco
F: Carga uniaxial
F_R: Resistência
F_u: Carga máxima
F_y: Carga no limite de escoamento
f_u: Limite de resistência à tração
f_y: Limite de escoamento
G_{Emp}: Grau de empolamento
G_{Enf}: Grau de enferrujamento
Gr: Grau de aderência
I: Momento de inércia
IL: Impacto lateral
i_a: Índice de aproveitamento
J: Constante de torção
K: Fator de flexão do perfil
L₀: Comprimento inicial
l: Comprimento da zona exposta, de migração subcutânea
l: Vão da ponte
M: Momento fletor

M_2 : Momento fletor em torno do eixo 2
 M_3 : Momento fletor em torno do eixo 3
Me: *Mastic* epóxi-amida econômico
Move 1: Carga móvel
MS: Migração subcutânea
N: Solicitação Normal
P: Esforço axial correspondente à flexão
PMH: Ponte Marechal Hermes
Po: Esmalte poliuretano alifático
PP: Peso próprio
Pr: *Primer* epóxi-amida rico em zinco
SC: Sobrecarga devido às passarelas
V1: Vento na ponte carregada
V2: Vento na ponte descarregada
W: Momento resistente
 δ : Alongamento
 φ : Impacto lateral
%A: Redução percentual de área
% δ : Alongamento percentual

1. INTRODUÇÃO

Dentre os diferentes tipos de pontes existentes, registram-se as pontes de madeira como sendo uma das mais antigas. A primeira ponte romana era uma estrutura de madeira empilhada sobre o *Tiber* em Roma, aumentando o acesso de pedestres ao *Aventine Hill*.

Apesar da capacidade de sociedades avançadas, como os romanos, de construir pontes em pedras, o material da época, seu custo sempre foi um problema. As pontes de madeira foram uma alternativa econômica importante para todas as civilizações durante todos os períodos da história. Mas embora extremamente versátil, a madeira tem uma desvantagem óbvia: ela pode estar sujeita a incêndios. Havia contudo, um outro material cujo uso no final do século XVIII ofereceu aos engenheiros de pontes uma alternativa para os materiais tradicionais (madeira, pedras e blocos). Embora tenha primeiro sido usado na antiguidade, o ferro foi o “material milagroso” da Revolução Industrial. A primeira ponte de ferro do mundo, porém, só foi construída em 1779. As pontes foram um dos primeiros usos estruturais do ferro, precedido apenas por colunas para suportar os pisos de laminadores. Como o material não podia ter uma modelagem elaborada, extravagantes decorações em arcos de ferro eram usadas em pontes para pedestres.

O mais antigo conhecimento que se tem do uso do aço em construções de pontes, é de 1828 na Áustria. O aço estrutural é mais resistente e mais flexível que o ferro fundido ou forjado e permite projetos mais flexíveis. O aço reduziu pela metade o peso do ferro forjado e a primeira ponte, utilizando realmente o aço, foi construída em 1874. Depois disso, diversas pontes em aço foram e continuam sendo concebidas até os dias de hoje.

No entanto sabe-se que os materiais metálicos são os mais susceptíveis ao fenômeno de corrosão. E sendo a corrosão um processo absolutamente espontâneo que transforma, constantemente os materiais metálicos, de modo que a durabilidade e desempenho dos mesmos deixam de satisfazer os fins a que se destinam, a degradação de pontes metálicas pode ser considerada um problema mundial.

A Ponte Marechal Hermes (PMH), situada sobre o Rio São Francisco, entre as cidades de Pirapora e Buritizeiro/MG, encontra-se num estado avançado de degradação devido à corrosão, o que leva à necessidade de um trabalho de recuperação.

Para minimizar este tipo de problema há a necessidade de procedimentos de inspeção que permitam avaliar a condição da estrutura da ponte. Diferentes métodos têm sido desenvolvidos para avaliação de dados de inspeção de ponte. Nos últimos anos tem havido um grande aumento no desenvolvimento e aplicação de sistemas inteligentes para problemas em engenharia estrutural. Além disso, é importante que se avalie a capacidade de carga da ponte já que à medida que as pontes envelhecem, a deterioração causada pelo tráfego intenso e um meio ambiente agressivo, tornam-se crescentemente significantes resultando numa alta frequência de reparos e em uma redução na sua capacidade de carga. No entanto, tem-se conhecimento da existência de várias pontes muito mais antigas, como por exemplo, a *Whipple Truss Bridge* construída em 1867, *Normanskill Farm, Albany, New York (USA)*, que permanece em serviço até os dias de hoje e cujos elementos são todos originais.

A ocorrência e extensão dos danos e defeitos encontrados em inspeções sucessivas são usadas para determinar a deterioração estimada de componentes estruturais. Por sua vez, essa análise serve como critério para tomada de decisão no que se refere a medidas de manutenção e reabilitação.

Neste trabalho são apresentados os resultados dos estudos feitos sobre a PMH. Foram feitas inspeções, análises do material da ponte, avaliação da capacidade de carga da estrutura sã e danificada, além da avaliação de sistemas de pintura para proteção da ponte contra o fenômeno de corrosão.

2. OBJETIVOS

- Diagnosticar o estado patológico da ponte em termos de corrosão metálica;
- Avaliar a capacidade de carregamento da estrutura e influência da corrosão na mesma;
- Ensaiar, em névoa salina, amostras de aço com diferentes sistemas de pintura e propor o melhor revestimento para a proteção da ponte.

3. RELEVÂNCIA DO TRABALHO

A pesquisa desenvolvida tratou de um assunto atual, já que aborda o fenômeno da corrosão, sua influência na integridade estrutural e a necessidade de manutenção em estruturas metálicas.

Além disso, a Ponte Marechal Hermes constitui um bem com grande valor histórico, cultural e social, já que é o símbolo da cidade de Pirapora e marca a história ferroviária e fluvial do Brasil, como símbolo de sua integração, sendo inclusive tombada pelo Patrimônio Histórico do Estado de Minas Gerais. Ela também exerce importante função de ligação entre as cidades de Pirapora e Buritizeiro/MG, permitindo o fluxo de pedestres, ciclistas e automóveis.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada uma revisão bibliográfica, com o objetivo de proporcionar um melhor entendimento dos temas envolvidos neste trabalho.

4.1. Fundamentos de Aço

Os produtos siderúrgicos comuns são ligas ferro-carbono com teor de carbono compreendido entre 0,008 e 6,7%. Os mais importantes são os aços e os ferros fundidos. São chamados *aços*, quando contêm de 0,008 a aproximadamente 2,1% de carbono, e *ferros fundidos*, quando o teor desse elemento é superior a 2,1% e inferior a 6,7%. Habitualmente esses dois materiais contêm ainda outros elementos, oriundos do processo de elaboração, como manganês, silício, fósforo e enxofre, em percentagens quase sempre pequenas e que são considerados impurezas normais [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998].

A importância do *aço* provém de vários fatores: boa resistência mecânica, ductilidade, relativa homogeneidade, possibilidade de ser forjado, laminado, estampado, trefilado, fundido, caldeado, soldado, usinado, modificado em suas propriedades por meio de tratamentos mecânicos, térmicos e químicos.

O carbono nos aços comuns, além de permanecer em solução sólida dissolvido intersticialmente no ferro, forma carbonetos, como por exemplo, o carboneto de ferro, chamado de cementita (Fe_3C), que é extremamente duro. Por este motivo, quanto maior for o teor de carbono do aço, maior será a quantidade de carbonetos presentes e, portanto, mais duro será o aço. A esse aumento de dureza corresponde uma maior resistência à tração, ou seja, uma resistência mecânica mais elevada. O aço torna-se, porém, menos dúctil e, por conseguinte, mais difícil de ser conformado, por exemplo, dobrado, e também menos resistente ao impacto. Daí a importância da escolha do tipo de aço a empregar para determinada peça dependendo, pois, do fim a que se destina, ou melhor, da natureza dos esforços a que ela deve resistir bem [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998].

Existe uma grande variedade de formas e de tipos de aços disponíveis, o que decorre da necessidade de contínua adequação do produto às exigências de aplicações

específicas que vão surgindo no mercado, seja pelo controle da composição química, seja pela garantia das propriedades mecânicas requeridas ou, ainda, por sua forma final (chapas, perfis, tubos, barras, etc.).

Para utilização na construção civil, o interesse maior recai sobre os chamados **aços estruturais**, termo designativo de todos os aços que, devido à sua resistência, ductilidade e outras propriedades, são adequados para utilização em elementos que suportam cargas [Cândido, 2003]. Entre os aços estruturais encontram-se:

- Aços-Carbono (média resistência mecânica);
- Aços de Baixa Liga (média e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica);
- Aços Resistentes ao Fogo (alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica).

De acordo com a NBR 6215 – Produtos Siderúrgicos, aço-carbono é aquele que contém elementos de liga em teores residuais máximos admissíveis (Cr = 0,20%, Ni = 0,25%, Al = 0,10%, B = 0,003% e Cu = 0,35%), com teores de Si e Mn obedecendo aos limites máximos de 0,60% e 1,65%, respectivamente.

Em função do teor nominal de carbono, os aços-carbono podem ser divididos em 3 classes:

- Baixo-carbono: $C \leq 0,30\%$;
- Médio-carbono: $0,30\% < C < 0,50\%$;
- Alto-carbono: $C \geq 0,50\%$.

O aumento do teor de carbono produz redução da ductilidade, o que acarreta problemas na soldagem. No entanto, os aços-carbono com até 0,30% de carbono (baixo C) podem ser soldados sem precauções especiais, sendo também os mais adequados à construção civil [Cândido, 2003]. A Tabela 4.1 apresenta as principais características e aplicações dos aços-carbono.

Tabela 4.1 - Principais características e aplicações dos aços-carbono [Cândido, 2003].

CLASSE	LIMITE DE RESISTÊNCIA (MPa)	CARACTERÍSTICAS	PRINCIPAIS APLICAÇÕES
BAIXO CARBONO	< 440	Boa tenacidade, conformabilidade e soldabilidade	Pontes, edifícios, navios, caldeiras, tubos, estruturas mecânicas, etc.
MÉDIO CARBONO	440 a 590	Médias conformabilidade e soldabilidade	Estruturas parafusadas de navios e vagões, tubos, estruturas mecânicas, implementos agrícolas, etc
ALTO CARBONO	590 a 780	Más conformabilidade e soldabilidade, alta resistência ao desgaste	Peças mecânicas, implementos agrícolas, trilhos e rodas ferroviárias

Alguns ensaios de laboratório permitem a compreensão mais completa das causas dos diversos fenômenos que ocorrem nos materiais, além de maior facilidade em descobrir a origem de certos defeitos.

Estes ensaios e análises de laboratório podem ser agrupados em três categorias principais:

- ensaios mecânicos;
- análise química;
- análise metalográfica.

Os ensaios mecânicos mais comuns para os aços são os de tração, impacto, dobramento e dureza.

A análise química determina os elementos que intervêm na composição do material. Para os aços comuns determinam-se as percentagens de carbono, silício, manganês, fósforo e enxofre, entre outros [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998]. Com auxílio da espectrografia é possível fazer análises mais rápidas e simultâneas de numerosos elementos, detectando qualquer metal estranho que entre na composição do material examinado, mesmo que seu teor seja relativamente pequeno.

O exame metalográfico caracteriza o metal sob o ponto de vista de sua microestrutura, procurando relacioná-la às propriedades mecânicas, composição e

processo de fabricação, de modo a poder esclarecer, ou prever seu comportamento numa determinada aplicação. A análise pode ser feita à vista desarmada (exame macrográfico ou macrografia) ou com o auxílio de um microscópio (exame micrográfico ou micrografia). Esses exames são feitos em seções do material, polidas e atacadas com reativos adequados [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998].

Pela micrografia pode-se observar a granulação do material, a natureza, quantidade, distribuição e forma dos diversos constituintes, certas inclusões, etc, que em seu conjunto conduzem a uma série de conclusões interessantes e de utilidade prática.

A metalografia microscópica estuda os produtos metalúrgicos, com o auxílio do microscópio, visando a determinação de seus constituintes e de sua microestrutura.

É conveniente lembrar que os metais, de um modo geral, são agregados policristalinos cujos cristais tanto podem ser quimicamente idênticos, como podem ser de composição química diferente em alguns casos, como por exemplo em tratamento termoquímico. Esses cristais chamam-se geralmente grãos em virtude de sua conformação, mas, quando apresentam formas ou aspectos particulares, podem chamar-se nódulos, veios, agulhas, glóbulos, etc. [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998].

Com auxílio de uma técnica apropriada, consegue-se tornar visível a textura microscópica do material, pondo assim em evidência os diversos grãos de que é formado. A apreciação da natureza destes grãos, suas respectivas percentagens, suas dimensões, arranjo e formato, e a interpretação desses dados constituem o escopo do exame micrográfico de metais e ligas.

A importância da análise metalográfica decorre do fato de as propriedades mecânicas de um metal dependerem não só da composição química como também do grau de pureza, tamanho de grãos, grau de deformação, presença de partículas de segunda fase, da textura e de outros fatores. Como efeito, um mesmo aço pode tornar-se macio, duro, duríssimo, quebradiço (frágil), elástico, tenaz, etc, conforme a microestrutura que apresentar e que lhe pode ser dada por meio de trabalhos mecânicos ou tratamentos térmicos adequados.

A técnica de uma análise metalográfica corrente pode ser dividida nas seguintes fases:

- Escolha e localização da seção a ser estudada;
- Realização de uma superfície plana e polida no lugar escolhido;
- Exame ao microscópio para a observação das ocorrências visíveis sem ataque;
- Ataque da superfície por um reagente químico adequado;
- Exame ao microscópio para a observação da microestrutura;
- Obtenção de documentos que reproduzam e conservem o aspecto observado (fotografia).

A partir daí, pode-se fazer a avaliação do teor de carbono. Nos aços hipoeutetóides recozidos pode-se avaliar aproximadamente o teor de carbono em função da área de perlita (constituente formado por ferrita e cementita) que se observa na micrografia, pois a quantidade de perlita varia linearmente de 0% para o ferro puro, a 100% para o aço com aproximadamente 0,8% de C [Colpaert, 1977; Chiaverini, 1998].

4.2. Fundamentos de Corrosão

A seguir apresentam-se alguns conceitos básicos sobre o fenômeno de corrosão.

4.2.1 - Generalidades

A corrosão pode ser definida como sendo a deterioração de um material, por ação química, física ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos. Esse fenômeno pode incidir sobre diversos tipos de materiais, sejam metálicos como os aços ou ligas de cobre, por exemplo, ou não metálicos, como plásticos, cerâmicas ou concreto [Sheir, 1994; Gentil, 2003].

Em resumo, pode-se dizer que a corrosão é a tendência de o metal voltar para sua forma primitiva, que é a mais estável, na forma de composto, ou seja, a corrosão é o inverso da metalurgia [Dias, 2000; Nunes e Lobo, 1998; Jones, 1992; Gentil, 2003] podendo ser esquematizada pela Figura 4.1:

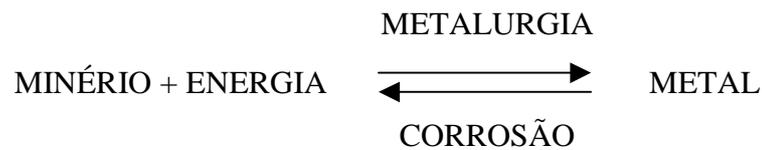


Figura 4.1 – Representação esquemática mostrando a etapa de obtenção de um material metálico e o efeito da corrosão no mesmo [Gentil, 2003].

Dependendo do tipo de ação do meio corrosivo sobre o material, os processos corrosivos podem ser classificados em dois grandes grupos [Cândido, 2001; Nunes e Lobo, 1998]:

- *Corrosão Química;*

Ocorre quando uma superfície metálica é colocada na presença de um gás, havendo a reação entre os dois, com formação de um sal ou de um óxido. Esse óxido formará uma camada sobre a superfície do metal que, dependendo da natureza deste, poderá ser permeável ou impermeável à difusão do oxigênio. Na camada de óxido constituída ocorre a difusão de íons do metal e do oxigênio, que é tanto mais lenta quanto mais espessa for a mesma. Se a camada de óxido for removida por algum processo, como abrasão, por exemplo, a oxidação continuará e a espessura do metal diminuirá progressivamente. Os gases poluentes mais comuns em atmosferas industriais são: anidrido sulfuroso, anidrido sulfúrico, anidrido nitroso, gás sulfídrico e gás clorídrico [Furtado, 1981; Dias, 2000].

- *Corrosão Eletroquímica.*

Ocorre em uma superfície metálica onde existem pequenas regiões ou pontos com potenciais eletroquímicos diferentes, em virtude de pequenas alterações na composição do metal, de diferentes níveis de tensão, de variações de temperatura, de diferentes graus de aeração, ou de alterações do meio ambiente. Esses pontos constituem pequenas regiões anódicas ou catódicas na superfície do metal, como se

fossem contatos elétricos abertos, ainda inativos. No entanto, se o metal estiver na presença de umidade, haverá a dissolução de sais ou gases e os circuitos se fecharão, desencadeando o processo de corrosão. É como se a superfície metálica fosse tomada por uma grande quantidade de células de corrosão, que nada mais são do que minúsculas pilhas [Furtado, 1981; Dias, 2000].

Sendo assim, em função da importância do desenvolvimento de pilhas em diferentes sistemas (metal/meio), a seguir serão abordados alguns aspectos sobre pilhas eletroquímicas.

4.2.2 - Pilhas Eletroquímicas

Basicamente, uma pilha eletroquímica apresenta os seguintes componentes (Figura 4.2) [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998]:

- anodo: eletrodo em que há oxidação e onde a corrente elétrica, na forma de íons metálicos positivos, entra no eletrólito (onde se verifica o desgaste);
- catodo: eletrodo onde a corrente elétrica sai do eletrólito ou o eletrodo no qual as cargas negativas provocam reações de redução (onde não há o desgaste);
- eletrólito: condutor contendo íons que transportam a corrente elétrica do anodo para o catodo. Envolve simultaneamente o catodo e o anodo;
- circuito metálico: ligação metálica entre o anodo e o catodo por onde escoam os elétrons, no sentido anodo-catodo.

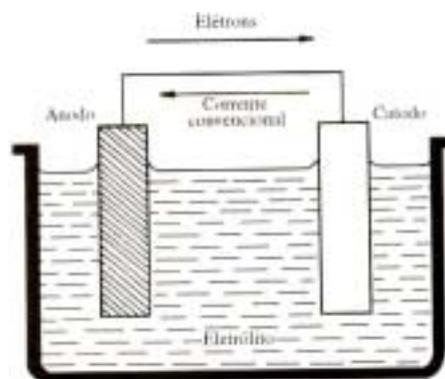


Figura 4.2 – Representação esquemática de uma pilha eletroquímica [Gentil, 2003].

As pilhas eletroquímicas ou células de corrosão eletroquímica são responsáveis pela deterioração do material metálico. O aparecimento das pilhas de corrosão é consequência de potenciais de eletrodos diferentes, em pontos da superfície metálica, com a conseqüente diferença de potencial entre eles.

Retirando-se um dos componentes elimina-se a pilha e, conseqüentemente, diminui-se a possibilidade de corrosão.

Observa-se que aparece uma diferença de potencial entre dois eletrodos quando [Sheir, 1994; Gentil, 2003]:

- a) os eletrodos são constituídos de diferentes substâncias e possuem, portanto, diferentes potenciais;
- b) os eletrodos são da mesma substância, mas as soluções contêm atividades diferentes;
- c) os eletrodos são da mesma substância e as soluções contêm atividades iguais, mas os eletrodos estão submetidos a diferentes pressões parciais de substâncias gasosas;
- d) os eletrodos estão a temperaturas diferentes.

De acordo com estas observações, pode-se dizer que nos processos de corrosão devem ser destacados os principais tipos de pilhas eletroquímicas nas quais se verifica que as reações em ação criam, espontaneamente, uma força eletromotriz [Gentil, 2003]:

- pilha de eletrodos metálicos diferentes (a) – pilha ativa-passiva e pilha de ação local;
- pilha de concentração (b e c) – pilha de concentração iônica e pilha de aeração diferencial;
- pilha de temperaturas diferentes (d).

No caso de processo não-espontâneo devem ser destacadas as pilhas eletrolíticas e no caso do efeito da tensão interna sobre a corrosão, após um metal ter sido *trabalhado mecanicamente a frio*, devem ser destacadas as pilhas por ação mecânica [Cândido, 2003].

Os processos de corrosão eletroquímica são os mais freqüentes na natureza (presença de água no estado líquido, temperaturas abaixo do ponto de orvalho da água,

formação de uma pilha ou célula de corrosão com a circulação de elétrons na superfície metálica) e devido à necessidade do eletrólito conter água líquida, eles podem ser denominados como *corrosão em meio aquoso*. Este processo pode ocorrer sempre que houver heterogeneidade no sistema material metálico/meio corrosivo [Cândido, 2001].

Os casos mais freqüentes de heterogeneidades responsáveis pela corrosão eletroquímica estão relacionados com o material metálico (contornos dos grãos, orientação de grãos, diferença de tamanho de grãos, tratamentos térmicos ou metalúrgicos diferentes, polimento da superfície metálica, presença de escoriações e abrasões, bordas de superfície metálica, diferença de forma, deformações diferenciais, pré-exposições diferentes) e o meio corrosivo (aquecimento diferencial, iluminação diferencial, agitação diferencial, concentração diferencial, aeração diferencial, etc) [Gentil, 2003; Jones, 1992].

A corrosão pode ocorrer sob diferentes formas e o conhecimento das mesmas é muito importante. Essas formas podem ser apresentadas considerando-se a aparência ou forma de ataque e as diferentes causas da corrosão e seus mecanismos [Gentil, 2003; Jones, 1992].

A caracterização da forma de corrosão auxilia bastante no esclarecimento do mecanismo e na aplicação de medidas adequadas de proteção.

No estudo dos processos corrosivos devem ser sempre consideradas as variáveis dependentes do material metálico, do meio corrosivo e das condições operacionais, pois o estudo conjunto dessas variáveis permitirá indicar o material mais adequado para ser utilizado em determinados equipamentos ou instalações.

Uma vez identificada a ocorrência de algum processo corrosivo, a etapa seguinte consiste no seu estudo para se determinar a extensão do ataque, o seu tipo, a morfologia e o levantamento das suas prováveis causas.

No estudo de processos corrosivos é recomendável que sejam seguidas as seguintes etapas:

- verificar a compatibilidade entre o meio corrosivo e o material, consultando tabelas que apresentam potenciais de oxidação ou taxas de corrosão;
- verificar condições operacionais;

- verificar relatórios de inspeção de equipamentos que são de fundamental importância, tendo em vista que, através deles, os problemas de corrosão são identificados nos equipamentos e instalações que se acham em serviço;
- estabelecer o mecanismo responsável pelo processo corrosivo;
- proceder avaliação econômica – custos diretos e indiretos;
- indicar medidas de proteção.

De acordo com o meio corrosivo e o material, podem ser apresentados mecanismos químico, físico ou eletroquímico para os processos corrosivos [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998].

Os meios corrosivos mais freqüentemente encontrados são:

- atmosfera;
- águas naturais;
- solos;
- produtos químicos;
- alimentos;
- substâncias fundidas;
- solventes orgânicos;
- madeiras;
- plásticos.

4.3. Fundamentos de Patologia

Sendo o aço um material de natureza e características bastante diferenciadas das do concreto armado e da madeira, verifica-se que alguns dos problemas que surgem quando de sua utilização são bastante específicos. É imperativo saber lidar com estes problemas para poder manter o desempenho de qualquer edificação em patamares aceitáveis durante sua vida útil. Porém, em nosso país, muito pouco se conhece sobre esta metodologia construtiva, e conseqüentemente os diversos problemas que surgem

em função de sua utilização nas construções, muitas vezes, são resolvidos de maneira inadequada e ineficiente.

Uma edificação deve oferecer condições de uso, segurança e conforto de forma que as atividades ali desenvolvidas não sofram interferências do meio em que está inserida. Qualquer situação anormal que venha a ocorrer com a edificação pode causar prejuízos de toda ordem de grandeza em consequência da alteração destas atividades. Deve-se estar atento e preparado para perceber, identificar e propor soluções para estes problemas. Vários são os motivos pelos quais deve-se ressaltar a importância do estudo das patologias e seus processos de ocorrência. Mas as justificativas de maior relevância estão relacionadas abaixo [Cândido, 2002]:

- necessidade de divulgação e esclarecimento das manifestações patológicas e de suas respectivas terapias;
- são fenômenos evolutivos – quanto antes detectadas, menor o custo da recuperação;
- fornecer subsídios para prevenção através de controle de qualidade mais apurado;
- orientar as intervenções de forma a otimizar os custos e processos de recuperação;
- carência de pesquisas e publicações na área de construção metálica;
- condicionar novos métodos construtivos;
- estabelecer uma nova linha de pesquisa;
- subsidiar a revisão de normas;
- divulgação da “cultura do aço”.

O aspecto financeiro é, sem sombra de dúvida, o de maior destaque entre todos. Já foi comprovado para as estruturas de concreto armado que a soma dos custos de execução de uma edificação com o custo de estudo e correção de qualquer manifestação patológica é sempre maior que o custo de execução e manutenção de uma estrutura com desempenho adequado. Em uma linguagem mais simples significa dizer que é mais barato construir com qualidade, com programação de manutenção, do que economizar na construção, em detrimento da qualidade, implicando em futuros gastos com recuperação da estrutura. Isso sem contar que os gastos com recuperação crescem em progressão geométrica à medida que se posterga a tomada de decisões.

A patologia das edificações é uma das mais recentes áreas de pesquisa que estão em destaque dentro da engenharia civil. Felizmente as discussões atuais procuram abordar não somente o aspecto da segurança, mas também o resultado da obra acabada no atendimento às satisfações e anseios dos usuários.

Os problemas patológicos normalmente são provocados pela ação de agentes agressivos, aos quais a edificação não é capaz de se adaptar de pronto no momento oportuno. Entre várias edificações expostas à ação das mesmas condições de exposição, algumas passam a apresentar problemas patológicos e outros não, e, além disso entre aquelas que os apresentam, umas apresentam um quadro grave, enquanto que outras apresentam um quadro atenuado. Portanto, cada edificação possui uma resistência característica à ação de cada um dos agentes agressivos [Cândido (2002)].

Uma determinada patologia pode ter diversas causas e origens, apesar de o mecanismo de desenvolvimento ser um só. Por outro lado, ao se determinar os diversos tipos de origens pode-se realizar um trabalho de prevenção através de um bom planejamento e manutenção.

O entendimento integral deste processo de interação é indispensável. A este entendimento, que explica cientificamente os fenômenos ocorridos e seu desenvolvimento dá-se o nome de “diagnóstico”, e é a partir dele que se estabelecem medidas de prevenção ou correção de problemas [Cândido, 2002].

Pode-se dividir as principais patologias das estruturas metálicas em três categorias [Cândido, 2002]:

a) Patologias Adquiridas

São patologias estruturais provenientes da ação de elementos externos, ou seja, a estrutura sofre a ação de agentes agressivos: meios corrosivos, atmosfera poluída, incêndios, vibrações, etc. São resultantes, em geral, de problemas relacionados com a falta de preparo inicial da estrutura ou com a falta de manutenção. É o típico caso de estrutura que não consegue se adaptar à ação do agente patológico. A corrosão é a mais freqüente e visível delas [Cândido, 2002].

b) Patologias Transmitidas

São originárias de vícios ou desconhecimento técnico do pessoal de fabricação ou montagem da estrutura, ou construção civil. São transmitidas de obra para obra por simples ignorância [Cândido, 2002].

c) Patologias Atávicas

São patologias resultantes de má concepção de projeto, erros de cálculo, escolha de perfisados ou chapas de espessura inadequada, ou ainda do uso de tipos de aço com resistências diferentes das consideradas no projeto. Muitas vezes comprometem a segurança e funcionalidade da estrutura e estão relacionados com o descuido, cobiça ou economia. São difíceis de serem reparadas e normalmente exigem uma recuperação de alto custo [Cândido, 2002].

Como já se viu, a corrosão é um processo natural e espontâneo. A proteção contra a corrosão no entanto, pode não ser natural, deve ser aplicada e tem impacto econômico.

Para cada forma de corrosão há métodos de proteção mais adequados. Os que são usados para determinada forma podem não ser aplicáveis para prevenir outras formas de corrosão [Dias, 2000; Nunes e Lobo, 1998].

Os principais métodos para proteger os metais contra a corrosão são [Dias, 2000; Nunes e Lobo, 1998]:

- Aumento da resistência do metal à corrosão;
- Redução da ação corrosiva do meio;
- Interposição de barreira entre o metal e o meio;
- Revestimento metálico;
- Elaboração de projeto adequado;
- Uso de inibidores de corrosão;
- Modificação de propriedades de metais;
- Proteção catódica;
- Proteção anódica.

Em todos os métodos usados para controlar a corrosão, o fator econômico é primordial [Pannoni, 2004; Gentil, 2003; Cândido, 2002]. Qualquer medida de proteção será vantajosa, economicamente, se o custo da manutenção baixar.

A corrosão durante a fabricação, estocagem ou transporte, mesmo sendo muito pequena, pode tornar a peça ou componente inadequados para uso, devido à perda das dimensões críticas, ou mesmo devido aos problemas estéticos, causando prejuízos que poderiam, em muitos casos, ser evitados se tivessem sido consideradas as medidas usuais de proteção (proteção temporária). São várias as possibilidades em que se recomenda o emprego dos inibidores, como melhor meio de controle da corrosão.

No entanto, nem sempre é possível ou conveniente se acrescentar um inibidor para diminuir a ação corrosiva de um determinado meio. Essa impossibilidade depende de vários fatores, como custo elevado do inibidor, contaminação de produtos e influência no processo industrial. Nesses casos, deve-se usar outras medidas de proteção como modificações de processo, de propriedades de metais e de projetos [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998].

Ao especificar os detalhes de um projeto e determinar os métodos de fabricação e de montagem de estruturas ou equipamentos, é importante se prevenir para não incidir em erros que poderão significar grandes perdas futuras.

Na especificação de materiais, deve-se considerar, além das variáveis do processo corrosivo, aquelas relacionadas com:

- propriedades mecânicas e aparência;
- facilidade de obtenção, de soldagem e de usinagem;
- compatibilidade e tempo de fornecimento;
- segurança;
- vida estimada do material ou processo;
- custos dos materiais, de fabricação, de inspeção e de manutenção;
- retorno do investimento;
- reciclagem.

Quanto mais simples a forma dada à construção, maiores as chances de que uma boa proteção frente à corrosão seja alcançada [Pannoni, 2004; Cândido, 2002]. A Figura 4.3 mostra alguns exemplos válidos.

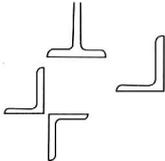
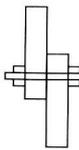
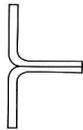
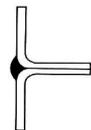
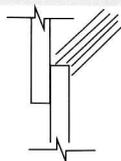
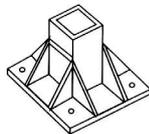
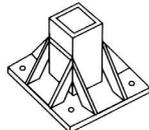
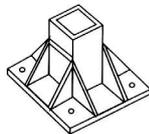
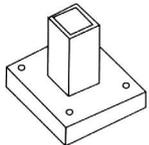
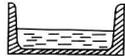
PROBLEMA	SOLUÇÃO O TÍPICA	PROBLEMA	SOLUÇÃO TÍPICA
UMIDADE E SUJEIRA PODEM SE ACUMULAR NA FENDA	UTILIZE PERFIL T OU OUTRA GEOMETRIA	UMIDADE PENETRA NA FENDA	UTILIZE CORDÃO DE SOLDA OU SELANTE
			
CORROSÃO POTENCIAL (FRESTA)	ELIMINE A FENDA POR SOLDAGEM OU SELANTE (EPOXI OU POLIURETANO)	CONDIÇÃO DESFAVORÁVEL	CONDIÇÃO FAVORÁVEL
			
CANTOS VIVOS E SOLDA DESCONTÍNUA	CANTOS ARREDONDADOS E SOLDA CONTÍNUA	REFORÇOS CRIAM ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA	ELIMINE O ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA
			
CUIDADO COM O ACÚMULO DE ÁGUA E SUJEIRA	CRIE SITUAÇÕES QUE EVITEM O ACÚMULO DE SUJEIRA E ÁGUA		
			
			

Figura 4.3 – Modificações de projeto visando a minimização de corrosão [Pannoni, 2004].

A maioria dos métodos de controle da corrosão consiste em intercalar uma camada protetora entre o metal e o meio corrosivo (Figura 4.4). Essas camadas protetoras são de formação natural ou artificial e, em alguns casos, simultânea [Fontana and Green, 1967; Galambos, 1988; Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998].

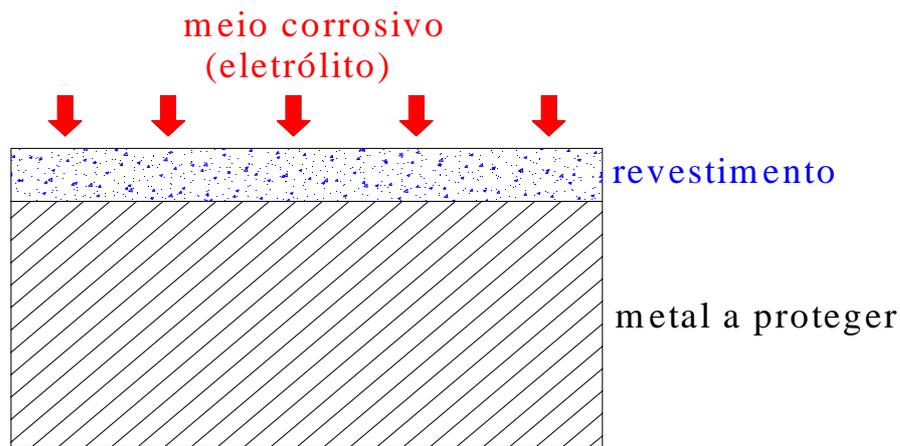


Figura 4.4 – Representação esquemática do mecanismo de proteção por revestimento [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998].

A eficiência desses revestimentos ou recobrimentos protetores, depende todavia, do preparo da superfície receptora. Uma superfície bem limpa, livre de produtos de corrosão, graxa, sujidades e umidade é tida como o melhor substrato a um bom recobrimento protetor ou decorativo [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998; Cândido, 2002].

4.4. Preparo da Superfície Metálica para Pintura

Levando-se em conta que a preparação ideal de uma superfície metálica é dificilmente obtida, esse lado da questão envolve não só problemas de ordem técnica como também econômica.

Não existe um tratamento preparatório de superfícies metálicas de caráter universal. São diversas as variáveis: o tipo do metal, fim a que se destina, condições econômicas, além da quantidade e qualidade das impurezas, a serem removidas.

Pode-se definir como impurezas as substâncias encontradas na superfície e que podem interferir, seja no processamento, seja na qualidade da proteção visada. Nelas enquadram-se os seguintes tipos de substâncias [Furtado, 1981; Gentil, 2003]:

- oleosas;
- semi-sólidas;

- sólidas;
- óxidos e produtos de corrosão.

Uma vez caracterizadas, de maneira sumária, as sujidades mais comuns que se apresentam em uma superfície metálica, os meios de remoção mais frequentemente usados são detergência, solubilização, ação química e ação mecânica. Estes meios podem ser empregados isoladamente ou associados. São muitos os fatores que devem ser levados em consideração, entre os quais o estado inicial do material a ser tratado, o fim a que se destina, as condições econômicas e o equipamento disponível [Cândido, 2002; Gentil, 2003].

No caso de execução de uma pintura industrial, a preparação da superfície metálica constitui uma etapa muito importante.

A preparação da superfície metálica é definida pelo esquema de pintura, uma vez que varia em função da natureza das tintas que se vai aplicar e com o desempenho esperado pelo esquema de pintura.

A preparação é realizada com dois grandes objetivos: o primeiro consiste em remover da superfície materiais que possam impedir o contato direto da tinta com a mesma; o segundo diz respeito à necessidade de se criar um adequado perfil de rugosidade, capaz de permitir a ancoragem mecânica da primeira demão da tinta de fundo à superfície metálica que se quer proteger [Fontana, 1967; Furtado, 1981; Nunes e Lobo, 1998].

A preparação da superfície para pintura por limpeza mecânica, envolve três operações:

- Inspeção;
- Limpeza com solvente e remoção de defeitos superficiais;
- Limpeza por ação mecânica.

Os principais tipos de limpeza por ação mecânica, de interesse para a pintura de equipamentos e instalações industriais, são:

a) Limpeza Manual

Consiste na remoção da camada de óxidos e outros materiais não muito aderentes, por meio de ferramentas manuais, tais como escovas de aço, raspadores, lixas, etc.

b) Limpeza com Ferramentas Mecânicas Manuais

Consiste na remoção da camada de óxidos e outros materiais não muito aderentes, por meio de ferramentas mecânicas manuais, tais como escovas rotativas, marteletes de agulhas, lixadeiras, etc.

c) Limpeza com Jateamento Abrasivo

Consiste na remoção da camada de óxidos e outras substâncias depositadas sobre a superfície, por meio da aplicação de um jato abrasivo de areia, granalha de aço ou escória de cobre. O jato abrasivo é obtido pela projeção, sobre a superfície, de partículas de abrasivo, impulsionadas por um fluido, em geral o ar.

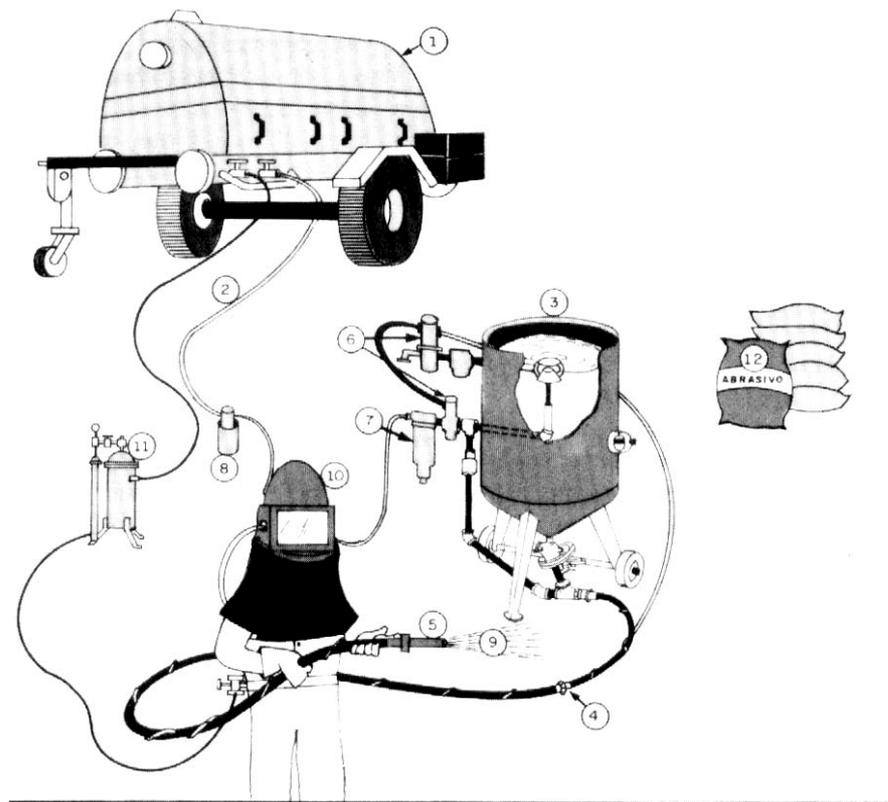
Dentre esses, a *limpeza com jateamento abrasivo* é o mais adequado e recomendável para aplicação de pintura, por ser de grande rendimento de execução, proporcionar uma limpeza adequada e deixar na superfície uma rugosidade satisfatória para uma boa ancoragem da película de tinta [Nunes e Lobo (1998)].

O equipamento para jateamento abrasivo é constituído basicamente dos seguintes componentes [Nunes e Lobo, 1998]:

- compressor;
- separador de umidade;
- filtro de óleo;
- vaso de pressão;
- válvula de mistura ar-abrasivo;
- sistemas de controle remoto;
- mangueiras;

- bicos;
- abrasivo.

A Figura 4.5 mostra esquematicamente um conjunto completo para jateamento abrasivo.



- | | |
|-------------------------------|--|
| 1. COMPRESSOR | 7. SEPARADOR DE UMIDADE |
| 2. MANGUEIRA DE AR | 8. SEPARADOR DE ÓLEO |
| 3. VASO DE PRESSÃO | 9. JATO ABRASIVO |
| 4. MANGUEIRA AR-ABRASIVO | 10. CAPACETE COM AR PURO |
| 5. BICO | 11. SEPARADOR DE ÓLEO DO AR PARA O JATISTA |
| 6. VÁLVULA DE CONTROLE REMOTO | 12. ABRASIVO |

Figura 4.5 – Representação esquemática de um conjunto para jateamento abrasivo [Nunes e Lobo, 1998].

4.5. Proteção Anticorrosiva Através de Tintas

Dentre as técnicas de proteção anticorrosiva existentes, a aplicação de tintas ou de sistemas de pintura é uma das mais empregadas, pois apresenta uma série de

propriedades importantes, tais como facilidade de aplicação e de manutenção, relação custo-benefício atraente, e pode proporcionar, além disso, outras propriedades em paralelo como, por exemplo [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998; Cândido, 2002]:

- finalidade estética;
- auxílio na segurança industrial;
- sinalização;
- identificação de fluidos em tubulações ou reservatórios;
- impedir a incrustação de microrganismos marinhos em cascos de embarcações;
- impermeabilização;
- permitir maior ou menor absorção de calor, através do uso correto das cores;
- diminuição da rugosidade superficial.

As tintas são suspensões homogêneas de partículas sólidas (pigmentos) dispersas em um líquido (veículo), em presença de componentes em menores proporções, chamados de aditivos [Pannoni, 2004; Nunes e Lobo, 1998; Cândido, 2002].

A Figura 4.6 mostra uma representação esquemática indicando alguns componentes de tintas convencionais.

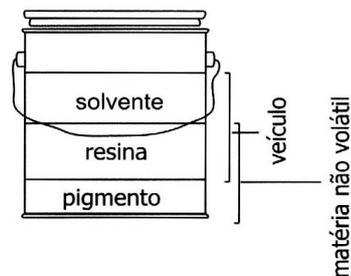


Figura 4.6 – Quadro descritivo de tintas [Pannoni, 2004].

Em suspensão na tinta líquida, os pigmentos são aglomerados pela resina após a secagem, formando uma camada uniforme sobre o substrato. Os pigmentos promovem a cor, opacidade, coesão e inibição do processo corrosivo, e também a consistência, a dureza e resistência da película.

Os pigmentos anticorrosivos mais utilizados nas tintas de proteção de aço carbono são:

- zarcão;
- fosfato de zinco;
- zinco metálico;
- cromato de zinco;
- óxido de ferro;
- alumínio.

Os solventes têm por finalidade dissolver a resina e, pela diminuição da viscosidade, facilitam a aplicação da tinta. Os solventes mais comuns utilizados em tintas são os líquidos orgânicos e a água.

Os ligantes (veículos) mais comuns são as resinas e os óleos. Eles têm a função de envolver as partículas de pigmento e mantê-las unidas entre si e o substrato. A resina proporciona impermeabilidade, continuidade e flexibilidade à tinta, além de aderência entre esta e o substrato. As resinas se solidificam através da simples evaporação do solvente ou pela polimerização, com ou sem intervenção do oxigênio do ar. Em alguns casos, adicionam-se os chamados plastificantes (aditivos), que não sendo voláteis, permanecem na película após a secagem.

Os aditivos são os compostos empregados, em pequenas concentrações, nas formulações das tintas com o objetivo de lhes conferir, ou às películas, determinadas características que sem eles seriam inexistentes [Gentil, 2003; Nunes e Lobo, 1998; Cândido, 2002].

As tintas podem ser classificadas em grupos que apresentam semelhanças. As classificações mais comuns das tintas são feitas pelo tipo de resina empregada ou pigmento utilizado [Pannoni, 2004; Nunes e Lobo, 1998; Cândido, 2002].

As tintas de fundo, conhecidas como *primers*, são costumeiramente classificadas de acordo com o principal pigmento anticorrosivo participante, enquanto que as tintas intermediárias e de acabamento são usualmente classificadas de acordo com a resina empregada. Os tipos de tintas mais importantes para a proteção do aço carbono, tendo como classificação o tipo de resina, são:

- alquídicas;
- epoxídicas;
- poliuretânicas;
- acrílicas.

As tintas de fundo são aplicadas diretamente sobre a superfície metálica limpa, em uma ou mais demãos. Elas contêm, costumeiramente, pigmentos inibidores de corrosão e são utilizadas para a proteção dos aços estruturais, além de, em alguns casos, promover aderência do esquema ao substrato. Elas são classificadas de acordo com os pigmentos inibidores adicionados em sua composição. Além disso, as tintas de fundo são formuladas com altos teores de pigmentos e, por isso, são semibrilhantes ou foscas. Cada um destes pigmentos inibidores pode ser incorporado em uma certa variedade de ligantes, gerando, por exemplo, tintas de fundo alquídicas à base de fosfato de zinco, tintas epoxídicas à base de fosfato de zinco, etc.

- *Primer Epóxi Amida Rico em Zinco*

Trata-se de uma tinta de fundo anticorrosiva bi-componente de alto desempenho que oferece boa proteção em ambientes agressivos. Apresenta alta resistência à corrosão em ambientes industrial e marítimo. Apresenta boa resistência ao calor seco para temperatura máxima de 150°C. É indicada para pintura de proteção galvânica de alto desempenho em superfícies de aço-carbono em indústrias químicas, petroquímicas, indústria de papel e celulose, usinas elétricas e estruturas em alto mar. Pode ser utilizada para pintura de estruturas novas e pintura de manutenção com alto desempenho de resistência à oxidação. Pode ser aplicada em espessura seca de até 80 micrômetros por demão.

As tintas epóxi bi-componentes não secam por si só. São modificadas com ácidos graxos ou necessitam de agentes de cura para formar um filme sólido à temperatura ambiente. A Figura 4.7 apresenta uma fotografia dos componentes A (pigmento: pó de zinco e cargas especiais) e B (resina: epóxi - poliamida) do *primer* epóxi amida rico em zinco.



Figura 4.7 – Componentes A (pigmento: pó de zinco e cargas especiais) e B (resina: epóxi - poliamida) do *primer* epóxi amida rico em zinco.

- Etil Silicato de Zinco

Trata-se de uma tinta anticorrosiva que age por mecanismo de proteção galvânica para aplicação em única demão, de até 75 micrômetros de espessura seca. É indicada para pintura de proteção anticorrosiva para superfícies de aço-carbono sujeitas a condições de corrosão severa, tais como em estruturas expostas à orla marítima e em indústrias químicas. Não se recomenda a exposição da película diretamente a ácidos e álcoois, sem a aplicação de acabamento. É uma tinta primária, apropriada para receber tintas de acabamento: epoxídica, poliuretânica e acrílica. A Figura 4.8 apresenta uma fotografia dos componentes A (pigmento: zinco em pó e inertes) e B (resina: silicato de etila) do etil silicato de zinco.

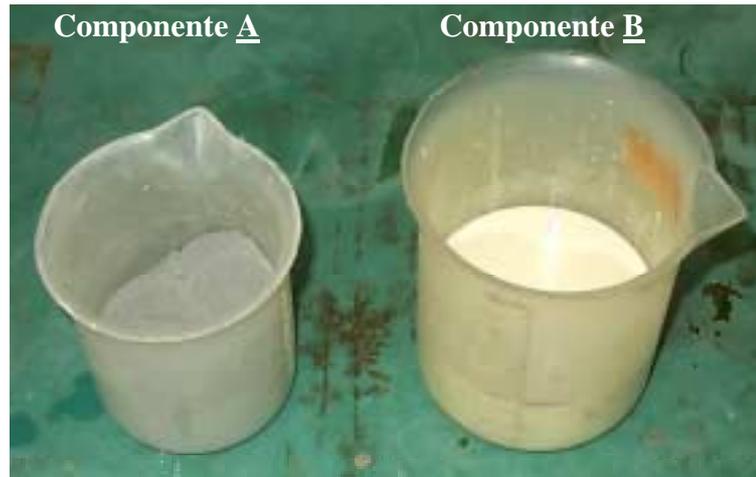


Figura 4.8 – Componentes A (pigmento: zinco em pó e inertes) e B (resina: silicato de etila) do etil silicato de zinco.

O etil silicato é uma tinta utilizada para proteger superfícies ferrosas pelo mecanismo de proteção catódica. O teor de zinco metálico na película seca é fundamental para o bom desempenho deste tipo de tinta. É importante controlar a granulometria do pó para o processo de aplicação. Essa tinta possui grande vantagem em relação às outras tintas de zinco, pois, devido ao seu mecanismo de secagem se processar pela reação com a umidade do ar, ela pode ser aplicada mesmo quando a umidade relativa do ar estiver alta. É uma tinta não recomendada para lugares fechados, por possuir solventes voláteis e inflamáveis. É fornecida em dois componentes: o componente A contém zinco e o componente B contém solução de silicato de etila.

Já as tintas intermediárias não possuem as mesmas propriedades das tintas de fundo anticorrosivas, mas auxiliam na proteção, fornecendo espessura ao sistema de pintura empregado. De modo geral, quanto mais espessa a camada seca, maior a vida útil do revestimento, assim, várias demãos poderão ser aplicadas, até que se atinja a espessura adequada.

As tintas intermediárias e de acabamento são, normalmente, classificadas de acordo com seus ligantes.

- *Mastic* Epóxi-Amida Econômico

Trata-se de um revestimento bi-componente anticorrosivo de alta espessura, tolerante à preparação mecânica de superfície. Apresenta resistência contínua ao calor para temperatura máxima de 120°C. É indicada para pintura de fundo ou acabamento em superfícies de aço-carbono. Pode ser aplicado em espessura seca de 100 a 120 micrômetros por demão. A Figura 4.9 apresenta uma fotografia dos componentes A (pigmento: tintoriais e inertes) e B (resina: epóxi modificado – poliamida) do *mastic* epóxi-amida econômico.



Figura 4.9 – Componentes A (pigmento: tintoriais e inertes) e B (resina: epóxi modificado – poliamida) do *mastic* epóxi-amida econômico.

As tintas de acabamento têm a função de proteger o sistema contra o meio ambiente, e também dar a cor e o brilho adequados. Elas devem ser aplicadas em uma ou mais demãos e devem ser resistentes ao intemperismo, a agentes químicos e ter cores estáveis, já que conferem a cor final ao equipamento ou à instalação e funcionam como uma primeira barreira entre o eletrólito e a tinta de fundo. De modo geral, são tintas brilhantes com boa resistência à perda de cor e brilho [Cândido, 2002; Nunes e Lobo, 1998].

- Esmalte Poliuretano Alifático

Trata-se de um esmalte poliéster acrílico curado com isocianato-alifático, de dois componentes, que forma um filme aderente e flexível. Apresenta boa resistência às intempéries e à luz solar, com ótima retenção de brilho. É indicada como tinta de acabamento para superfícies metálicas de aço-carbono em ambientes de corrosão moderada a severa. Deve ser aplicada sobre demão primária ou intermediária de tinta epóxi anticorrosiva. A Figura 4.10 apresenta uma fotografia dos componentes A (pigmento: tintoriais) e B (resina: poliéster – acrílico – isocianato alifático) do esmalte poliuretano alifático.



Figura 4.10 – Componentes A (pigmento: tintoriais) e B (resina: poliéster – acrílico – isocianato alifático) do esmalte poliuretano alifático.

O esmalte poliuretano alifático é sem dúvida, entre os diversos tipos de tintas existentes, uma das mais nobres. Este tipo de tinta apresenta excelente resistência aos raios ultravioletas. É também uma tinta de dois componentes, tendo alto desempenho e resistência às intempéries. Possui grande dureza, flexibilidade, ótimo brilho e excelente resistência a uma grande quantidade de agentes químicos e à abrasão. Sua reação é de uma resina poliéster e um isocianato alifático. As várias camadas de pintura devem, naturalmente, ser compatíveis entre si.

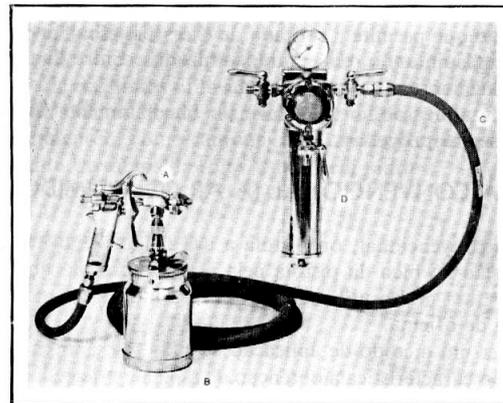
Um mesmo aço, pintado com diferentes tipos de tintas, pode apresentar comportamento muito diferenciado quando exposto ao mesmo meio agressivo. Essa diferença pode ser explicada admitindo-se que as tintas empregadas tenham diferentes mecanismos de ação contra a corrosão. Estes mecanismos, de maneira geral, são classificados em :

- proteção por barreira;
- proteção anódica;
- proteção catódica.

A seleção adequada do método de aplicação e a observância de alguns requisitos básicos durante todo o período de aplicação têm influência tão grande no desempenho do esquema de pintura quanto as tintas utilizadas. Dentre os métodos de aplicação de tintas estão [Nunes e Lobo, 1998]:

- Trincha;
- Rolo;
- Pistola convencional (a ar comprimido);
- Pistola sem ar (*air less*);
- Pintura eletrostática;
- Pintura eletroforética.

Uma das técnicas mais empregadas é a aplicação com pistola convencional (a ar comprimido), onde a tinta depositada no recipiente é expulsa em direção ao bico da pistola pela ação da pressão do ar [Nunes e Lobo, 1998]. A Figura 4.11 mostra um exemplo de pistola convencional, com o recipiente acoplado diretamente à pistola.



A — Pistola
B — Recipiente
C — Mangueira de ar
D — Filtro de ar

Figura 4.11 – Exemplo de pistola convencional com o recipiente acoplado diretamente à pistola [Nunes e Lobo, 1998].

As tintas como qualquer outro componente de uma edificação também estão suscetíveis à ação das intempéries e também sofrem processos de deterioração, que podem ser acelerados ou não, de acordo com o tipo de tinta empregado e as condições ambientais [Cândido, 2002].

Durante a vida útil do revestimento, depois de algum tempo, o eletrólito tende a alcançar a superfície metálica devido à porosidade natural da película, dando início ao processo corrosivo. Portanto a falha do revestimento se dará sempre por corrosão embaixo da película, exceto nos casos em que haja proteção catódica ou danos por ação mecânica, de forma que a película de tinta seja inicialmente atacada ou danificada antes do comprometimento do aço. Isso implica na necessidade de se programar repinturas de tempos em tempos, de acordo com a vida útil da tinta estipulada pelo fabricante, ou de acordo com o estado de degradação desta, verificada em manutenção preventiva.

Porém existem determinadas situações em que a tinta não se comporta conforme o esperado, podendo ou não comprometer a eficiência da proteção.

4.6. Metodologia para Avaliação de Condição da Estrutura Metálica

Constantemente têm surgido problemas consideráveis de deterioração de pontes. Isto tem ocorrido por diversas razões: envelhecimento das pontes, aumento da carga de

tráfego, ataque ambiental e algumas vezes devido a falhas nos projetos, no detalhamento e na construção das estruturas.

O principal objetivo da avaliação de condição de uma estrutura de ponte é detectar o processo de deterioração já na sua fase inicial e investigar e determinar as causas dessa deterioração. Para determinar qual estrutura requer manutenção, é necessário empregar um programa sistemático de inspeção [Woodward *et al.*, 2001; Park *et al.*, 1999].

4.6.1 - Inspeção de Ponte

Existem diferenças significativas entre os procedimentos de avaliação e métodos adotados pelos países para avaliação de uma ponte. Entre as razões existentes para iniciar essa avaliação, pode-se citar [Woodward *et al.*, 2001]:

- quando existe a necessidade de verificação da capacidade de carga da ponte para um carregamento excepcional.
- onde a ponte tem sido submetida a mudanças, tais como: deterioração, danos mecânicos, reparos ou mudança de uso.
- quando a ponte é um tipo de construção mais antiga, projetada segundo normas ou carregamentos ultrapassados e não foi avaliada para as normas atuais.

Um dos principais objetivos das inspeções é juntar informações daquelas estruturas que estão em uma condição precária ou crítica e com necessidade de reparo, reforço ou reabilitação. Os resultados dessas inspeções periódicas são usados para fornecer uma avaliação da condição tanto dos elementos estruturais como da própria estrutura.

A degradação usualmente começa no ponto mais debilitado da estrutura. É portanto necessário procurar por evidências visuais de perigo. A menos que as peças estruturais estejam expostas, como acontece com parte das estruturas metálicas, a deterioração de alguns elementos da ponte não pode ser observada durante uma inspeção visual, a não ser que se faça a remoção do pavimento e da membrana impermeável, no caso do tabuleiro de uma ponte, por exemplo. Para resolver todos

esses problemas, procedimentos diferentes de inspeção de pontes têm sido aplicados em diferentes países. Em geral os procedimentos usados são similares. As principais diferenças são: o comprimento da ponte que é inspecionado e a intensidade e frequência das inspeções [Woodward *et al.*, 2001]. Alguns tipos de inspeções podem ser identificados:

- **inspeção superficial** – quando realizada por pessoas da manutenção, mas que não têm conhecimento da patologia da ponte.
- **inspeção geral** - consta de exames visuais de todas as partes acessíveis de uma ponte, mas sem o uso de equipamento de acesso especial. Normalmente são realizados por técnicos que receberam treinamento sobre inspeção de uma ponte. O objetivo desta inspeção é detectar todos os defeitos que podem ser observados e avaliar a condição da estrutura.
- **inspeção principal** – consta de uma inspeção visual de todas as partes da estrutura da ponte. São realizadas por engenheiros de ponte qualificados, com experiência na manutenção de pontes. O objetivo é ficar por dentro com relação às dimensões de todas as partes da ponte e fazer uma avaliação visual da mesma. Sendo assim, o acesso deve ser fornecido e equipamentos especializados podem ser necessários. O inspetor deverá identificar e registrar, por exemplo, detalhes construtivos mal realizados, além dos defeitos.
- **inspeção com profundidade** - são realizadas nas estruturas de pontes passando por reparo. São usualmente conduzidas nas estruturas complexas e pode envolver toda a estrutura ou se restringir a componentes ou elementos que são passíveis de serem afetados pelo reparo. Normalmente, as inspeções incluem medidas extensivas no local e no laboratório, as quais são encarregadas de determinar a causa e a extensão do dano ou deterioração e fornecer dados para assegurar um reparo efetivo.
- **inspeções especiais** – são realizadas onde existe uma causa ou problema particular encontrado durante uma inspeção ou já descoberto em outras pontes similares. Pode ser realizada também por uma outra razão, como por exemplo, numa estrutura após terremoto, uma enchente, etc [Woodward *et al.*, 2001].

Torna-se óbvio que a deterioração de partes críticas da estrutura da ponte pode ameaçar a segurança dos usuários, de modo que o responsável pela inspeção pode recomendar uma das várias medidas provisórias, como apresentada no fluxograma da Figura 4.12.

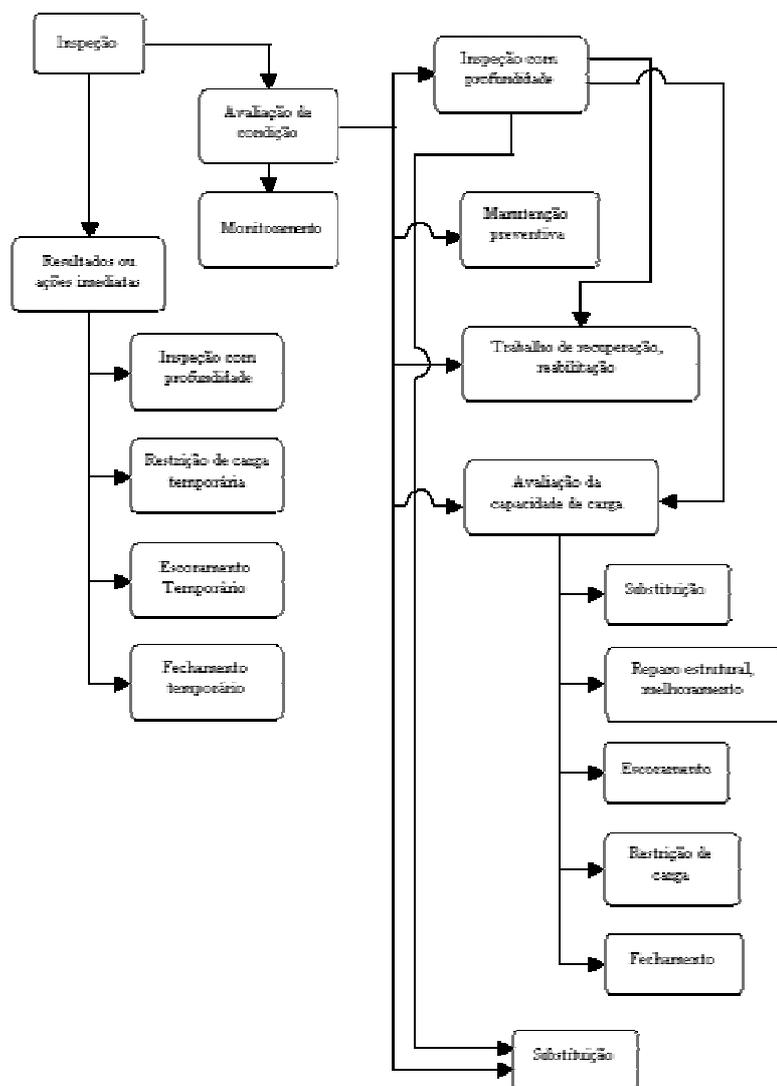


Figura 4.12 – Fluxograma mostrando o uso dos dados da avaliação das condições da estrutura da ponte [Woodward *et al.*, 2001].

Em casos onde a deterioração não afeta a segurança da estrutura, o responsável pela inspeção pode recomendar uma inspeção detalhada e uma avaliação da capacidade

de carga da ponte para determinar qual a próxima ação necessária [Woodward *et al.*, 2001].

4.6.2 - Avaliação da Condição da Estrutura de uma Ponte

O principal objetivo de avaliar a condição da estrutura de uma ponte é monitorar a extensão e severidade de alguns defeitos ou deterioração que está presente e determinar o tempo ideal para intervenção. Ou seja, determinar o tempo para algum reparo ou manutenção que é necessário para preservar a condição da estrutura dentro de limites aceitáveis. Além disso tem-se como objetivo adicional avaliar a eficiência de diferentes técnicas de reparo, a conveniência de diferentes materiais usados no trabalho de reparo e suas aplicações. Os resultados da inspeção podem também ser usados para verificação de diferentes técnicas de medição usadas no local e no laboratório. Diferentes métodos têm sido desenvolvidos para avaliação de dados de inspeção de ponte para conseguir avaliar a condição da ponte [Woodward *et al.*, 2001].

Há várias formas de análise estrutural e avaliação que podem ser usadas para pontes históricas em treliça, incluindo uma análise estrutural elementar, uma análise estrutural mais avançada e um ensaio de carga. Cada uma dessas opções tem benefícios e desvantagens, como por exemplo, o fato de que pontes velhas podem ter uma reserva de resistência, além daquela indicada pela análise elementar [Thiel *et al.*, 2001].

O relatório de avaliação da condição deve incluir todas as informações necessárias para uma otimização de custo e para determinar se alguma manutenção preventiva ou trabalho de reparo deve ser empregado. Esses dados são:

- localização da ponte;
- a condição de todos os elementos da estrutura da ponte;
- tipo de dano observado;
- severidade do dano;
- extensão do dano;
- urgência do trabalho de reparo;
- localização de alguns defeitos;
- a necessidade de um futuro detalhamento ou uma possível inspeção aquática;

- a necessidade de fechamento, escoramento ou restrição de carga;
- se alguma manutenção recomendada após inspeção prévia tem sido feita;
- fotografias dos danos mais severos localizados na estrutura da ponte [Woodward *et al.*, 2001].

4.6.3 - Classificação da Condição da Estrutura de uma Ponte

A classificação da condição da estrutura é um meio efetivo de quantificar a deterioração geral de uma estrutura. Métodos têm sido desenvolvidos com o propósito de gerenciamento de pontes para identificar as estruturas mais danificadas para futuras inspeções e exame em profundidade, de modo a estabelecer prioridades preliminares para futura reabilitação.

A avaliação de qualquer deterioração deveria levar em conta todos os tipos de defeitos revelados durante uma inspeção, cuja característica, severidade e extensão poderia ter um impacto substancial na segurança e durabilidade do membro ou componente estrutural [Woodward *et al.*, 2001]. Portanto, a avaliação de todo tipo de dano deve considerar:

- o tipo de dano e sua influência na segurança e/ou durabilidade do elemento estrutural afetado;
- o efeito do elemento estrutural afetado na segurança e durabilidade da estrutura inteira ou do elemento estrutural;
- a intensidade máxima de alguns defeitos dos elementos inspecionados;
- a extensão e a propagação esperada do dano nos elementos observados dentro de um componente estrutural.

Há basicamente dois métodos para a avaliação da condição da estrutura inteira, que são adotadas tanto na Europa como nos Estados Unidos [Woodward *et al.*, 2001]:

- o primeiro é baseado numa classificação de condição cumulativa, onde o dano mais grave em cada elemento é contabilizado para cada vão da superestrutura, cada parte da subestrutura, a pista e os acessórios. O resultado final é a avaliação de condição

para a estrutura, que pode ser usada para o estabelecimento de uma prioridade preliminar da estrutura, para futuro reparo.

- o segundo método usa a mais alta classificação de condição dos elementos da ponte como a classificação de condição da própria estrutura.

4.7. Avaliação da Capacidade de Carga

À medida que as pontes envelhecem, a deterioração causada pelo tráfego intenso e um meio ambiente agressivo, torna-se crescentemente significativa, resultando numa alta frequência de reparos e numa redução na sua capacidade de carga [Woodward *et al.*, 2001; Thiel *et al.*, 2001].

Essa capacidade de carga também pode ser afetada pela corrosão, já que esta causa perda de material, o que resulta em redução de área da seção, momento de inércia, e módulo da seção. Além disso pode também levar a uma flambagem local prematura (perda de estabilidade) [Park *et al.*, 1999].

Sendo assim, uma estrutura com a capacidade de carga insuficiente, pode afetar a segurança, o fluxo do tráfego, o meio ambiente e o custo de transporte. Devido a esses efeitos, é necessário se dispor de métodos confiáveis, mas não métodos excessivamente conservadores para a avaliação de pontes existentes [Woodward *et al.*, 2001; Thiel *et al.*, 2001].

A análise estrutural de pontes históricas em treliça não deve considerar apenas as limitações normais de análise, mas também a adição de incerteza de uma estrutura que pode ter mais de 100 anos. A meta é prever a resposta real, que deve ser considerada para o processo de reabilitação. Deve-se considerar que um determinado fenômeno pode não ter sido originalmente considerado no projeto, como por exemplo a ação composta e a estabilidade da estrutura. Portanto o cálculo de um sensato mas conservador índice de carga da estrutura é uma difícil tarefa.

Para se avaliar precisamente a capacidade de carga de uma ponte em treliça é necessário, para começar, uma avaliação exata das propriedades mecânicas do metal. Tirando-se amostras da ponte pode-se ter uma melhor caracterização *in-situ* das propriedades do material. Os valores de propriedades obtidos, dureza, ductilidade, limite

de escoamento e de resistência podem ser encontrados de uma amostra do material. Neste trabalho fez-se esse procedimento.

Uma outra opção para investigar a integridade de elementos em treliça é o ensaio não destrutivo. Duas categorias de ensaios são usadas em inspeção de pontes incluindo geometria e integridade. O ensaio geométrico envolve tarefas como por exemplo medir espessura ou perda de seção devido à corrosão [Thiel *et al.*, 2001].

As técnicas para avaliação de pontes existentes usadas atualmente variam entre os países. A mais usada é um procedimento determinístico, e sabe-se que alguns aspectos das normas usadas são conservadores e que algumas estruturas possuem reservas de resistência que não são consideradas nessas normas. Procedimentos baseados no risco, que leva em conta o risco de falha usando informações específicas da ponte, tais como densidade do tráfego real e sua composição, o grau de redundância (indeterminação estática) assim como as consequências de falha, estão sendo desenvolvidos em alguns países [Woodward *et al.*, 2001].

Como mencionado anteriormente, a avaliação estrutural tem um papel muito importante no gerenciamento de pontes a nível de projeto. Informação sobre a capacidade de carga é importante para determinar a necessidade de manutenção e quando a manutenção é imprescindivelmente requerida. É também importante para a disponibilização de um índice de condição, que serve de base para priorizar a intervenção no conjunto de pontes. Além disso, a capacidade de carga fornece informação sobre pontes que não atendem à norma ou pontes com restrição de tráfego. Nesse contexto, a capacidade de carga serve como base para atividades de rota, especialmente para rotas de veículos pesados [Woodward *et al.*, 2001].

A base de todas as estratégias de manutenção é a aquisição de informações da condição real da estrutura. Para este propósito, as estruturas são inspecionadas de acordo com normas específicas, em intervalos regulares.

Os critérios para avaliação de pontes, adotados pelos países, geralmente se baseiam em cálculos estruturais ortodoxos, nos quais os efeitos das cargas são determinados por análise estrutural e as correspondentes resistências são baseadas nos procedimentos estabelecidos pelos códigos. Cálculos baseados na teoria da confiabilidade estão começando a ser introduzidos, no qual um índice de confiabilidade a ser atingido é o fator dominante.

Geralmente, as regras usadas na avaliação de pontes são fornecidas por normas de projetos com o emprego de normas adicionais relativas aos métodos de ensaio, incluindo as cargas de prova. Em alguns países, as normas de projeto usadas ou são normas usuais ou aquelas que foram usadas no tempo da construção. Especificações de carregamentos de projeto real podem ser usadas, embora em alguns casos elas possam ser modificadas, especificamente para avaliação, e pode incluir um nível de carga reduzido baseado nas condições limitadas de tráfego. Requerimentos adicionais podem ser dados com relação às cargas de tráfego excepcionais.

As normas de projeto são baseadas principalmente em duas abordagens: a dos projetos baseados nas *tensões admissíveis*, como prescrito nos códigos alemães e aquelas baseadas nos *estados limites*, com a introdução de fatores parciais de segurança, como adotado pela França, Reino Unido e outros países [Woodward *et al.*, 2001].

4.8. Desenvolvimento de Modelos Computacionais

Para a avaliação estrutural de pontes existentes, vários procedimentos são praticados, diferindo com respeito à quantidade e complexidade. Primeiramente, as cargas reais e a resistência estrutural da estrutura, têm que ser conhecidas. Além disso, as formas de expressar algumas variáveis irão diferir de acordo com a abordagem de avaliação (determinística, semiprobabilística e probabilística).

Para limitar a quantidade de trabalho e complexidade de uma avaliação é obviamente sensato começar com métodos e suposições simples e aprimorar a investigação passo a passo, em caso de necessidade. Claramente, os métodos simples adotados devem ser conservadores, e conseqüentemente pode ser assumido que métodos mais refinados produzirão uma maior capacidade de avaliação. Métodos simples e moderadamente desenvolvidos usarão métodos determinísticos ou semiprobabilísticos [Woodward *et al.*, 2001].

Propostas têm sido feitas sugerindo sofisticadas modelagens tri-dimensionais, em elementos finitos, de pontes como oposição à representação simplificada bi-dimensional, com o propósito de ganhar mais percepção da redistribuição da tensão da ponte e, com sorte, descobrir um aumento na segurança da ponte. Tais análises podem ser bastante demoradas não só no tempo de computação como também na avaliação dos

resultados, particularmente se o modelo tri-dimensional incluir elementos com muitos graus de liberdade e comportamento do material que não seja elástico [Trautner & Frangopol, 1990; Thiel *et al.*, 2001]. Não foi determinado até hoje que esses extensos resultados de modelos detalhados produzirão diferenças significativas da modelagem simples bi-dimensional [Trautner & Frangopol, 1990]. Entretanto alguns autores afirmam que análises tri-dimensionais fornecem a melhor representação do comportamento de pontes [Thiel *et al.*, 2001]. Obviamente, a variação nos resultados é dependente do tipo de estrutura da ponte (pórtico, treliça, etc.) e, portanto, um estudo envolvendo modelagem de ponte deve se restringir a apenas um tipo, cujos resultados seriam válidos apenas para aquele tipo de estrutura [Trautner & Frangopol, 1990].

Os componentes da carga de pontes devem incluir carga permanente, carga móvel, cargas ambientais (temperatura, vento, tremor de terra), e outras cargas e efeitos de cargas. A carga permanente é a carga da gravidade devido ao peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais permanentemente conectados à ponte.

A carga móvel inclui uma gama de forças produzidas por veículos se movendo sobre a ponte. O efeito da carga móvel depende de muitos parâmetros, incluindo o comprimento do vão, peso do veículo, cargas axiais, configuração axial, posição do veículo na ponte (transversal e longitudinalmente), número de veículos na ponte, espaço da longarina, e rigidez dos elementos estruturais [Park *et al.*, 1999].

No tocante às cargas atuantes, sabe-se que a principal função de uma ponte é suportar as cargas de tráfego, e quando ela é deficiente, a capacidade da ponte é reduzida e restrições de tráfego ou outras medidas corretivas são necessárias. Cargas de tráfego são submetidas a mudanças com o tempo. Portanto, elas diferem de cargas permanentes, que permanecem constantes durante a vida útil, se nenhuma intervenção substancial na estrutura for realizada. O crescimento das cargas de tráfego tem de ser levada em consideração no modelo de carga, porque as pontes podem chegar a uma vida útil de mais de 100 anos. Isso é feito pela aplicação de situações extremas de tráfego e na definição de um nível de segurança suficiente. De tempo em tempo deve se checar e garantir que a carga padrão cobre a do tráfego real. Quando isso não ocorrer, o código deve ser revisado [Woodward *et al.*, 2001].

Nem toda ponte existente é exposta a cargas de tráfego extremas e a frequência de cargas pesadas de tráfego pode ser mais baixa durante a vida restante ou vida útil

planejada. Esses pontos também devem ser levados em consideração no desenvolvimento de modelos de carga para uma avaliação estrutural de pontes existentes.

A avaliação estrutural no gerenciamento da ponte é um abrangente conjunto de informações do inventário, como: dimensões, materiais usados, resultados de inspeções de defeitos/deterioração específicos e os valores da condição dos elementos e da ponte inteira. Informações adicionais e mais específicas no projeto e construção, tráfego real e outras cargas e também investigações experimentais (*in-situ* ou em laboratório) têm que ser levadas em conta se disponíveis [Woodward *et al.*, 2001].

Um ponto muito importante é que no caso de dano ou deterioração de estruturas, os resultados de investigações sobre a deterioração específica e modelos de danos ou de monitoramento de deterioração têm que ser considerados.

Um problema que continua é a previsão da capacidade de carga. De fato ela depende da qualidade dos modelos de deterioração, os quais não são suficientemente desenvolvidos atualmente para previsões a nível de projeto. Um outro ponto é que previsões confiáveis para cargas de tráfego ainda são insuficientes.

4.9. Modelagem de Estruturas Deterioradas

As pontes não são imunes ao processo de envelhecimento, e danos devido a pouca manutenção, uso impróprio e de efeitos adversos do meio ambiente precisam ser levados em consideração usando técnicas apropriadas. Um pré-requisito aqui é o desenvolvimento de métodos apropriados de quantificar a extensão da deterioração numa forma racional e prática, já que os métodos de avaliação atuais normalmente não incluem técnicas confiáveis de avaliação das conseqüências estruturais devido à deterioração. A determinação da vida residual é muitas vezes requerida, particularmente onde estratégias de gestão futuras precisam ser definidas em termos de programação financeira e prioridade de realização de trabalho. A maioria das pesquisas existentes em deterioração tem sido concentradas em métodos de prevenir corrosão ou nos problemas que surgem para reparo ou substituição [Woodward *et al.*, 2001].

O primeiro estágio é identificar as formas comuns de deterioração presentes nas pontes e determinar as causas principais. Na verdade os mesmos problemas são

encontrados em todos os países apesar das diferentes condições de tráfego e clima. As causas de deterioração podem ser subdivididas em três diferentes grupos:

- deterioração ou defeito ocasionados por falhas de projeto e construção;
- defeitos ocasionados durante a construção;
- deterioração devido às influências externas.

Infelizmente, a deterioração de ponte raramente é o resultado de apenas um dos fatores acima e deteriorações sérias muitas vezes envolvem uma combinação deles. Isso confunde a identificação da principal causa e complica o modelo para prevenir o desenvolvimento de dano e determinar as implicações estruturais. Os fatores que contribuem para a corrosão incluem: detalhamento inadequado, sistema de drenagem ineficiente, falta de juntas de dilatação e a falha ou ausência de sistemas de impermeabilização [Woodward *et al.*, 2001].

Em todos os países, tentativas sérias têm sido feitas para eliminar esses problemas em novas construções e essas medidas têm provado serem muito eficazes. Algumas tentativas têm também sido feitas para levar em conta a deterioração e avaliar a resistência estrutural de uma forma racional, embora na maioria dos casos, ela tenha sido tentada de um jeito simplificado usando alguma forma de “fator de condição”.

A prática atual em todos os países é levar em conta a deterioração da mesma forma. No geral, isso significa usar as dimensões reais da seção examinada, como medida no local ou atribuída, e modificar as propriedades do material baseadas em ensaios do material ou métodos de ensaios não destrutivos (NDT).

No geral, enquanto muitos países têm adotado normas gerais para investigar a deterioração como parte da condição de avaliação, há poucos procedimentos confiáveis para levar em conta a deterioração em uma avaliação estrutural. Geralmente, a ênfase é estabelecida em termos da presença da deterioração e determinando a condição da ponte em termos da extensão e possivelmente da taxa da evolução do dano. Essa informação é então usada na formulação de estratégias de manutenção e na priorização de reparos ou trabalhos de reabilitação.

É importante que se faça a diferenciação entre a condição de uma ponte deteriorada e o efeito que a deterioração tem na sua capacidade de carga. É preciso

ressaltar-se também, que essa diferença pode atribuir a uma ponte a condição de um aparente grau de deterioração elevado, mas o seu efeito no desempenho estrutural pode ser muito pouco, ou insuficiente para levar a estrutura abaixo de um nível de desempenho mínimo aceitável. Por outro lado, o inverso pode ser verdade e pontes que são classificadas como estando em boas condições, baseado no exame visual, podem, contudo, estar menos resistentes. Em tal situação, uma pequena quantidade de corrosão localizada pode causar sérias perdas de resistência, mesmo que um exame visual pudesse sugerir apenas uma corrosão menor [Woodward *et alli*, 2001].

Existem muitos métodos gerais que podem ser usados para levar em conta o comportamento modificado de uma estrutura como resultado da deterioração. Alguns deles são:

- **redução da área da seção transversal** – na determinação da resistência de uma estrutura deteriorada ou danificada, a abordagem mais comum é considerar a perda de material através de uma medida direta do material restante examinado.
- **fator de condição** – onde medidas não são possíveis ou onde há outras incertezas na determinação da resistência, alguns países sugerem o uso de um “fator de condição” para levar em conta quaisquer deficiências que não são notadas numa inspeção mas que não são admitidas na determinação da resistência de um membro. Esse fator representa uma estimativa da deficiência na integridade de um membro ou da estrutura.
- **modificação das propriedades do aço** – a resistência de elementos de aço corroídos pode ser levada em conta através da redução da área da seção transversal, representando a perda de material.
- **modificação no comportamento estrutural** - as abordagens até então assumem que o comportamento estrutural dos seus componentes não são alterados pela deterioração. Onde ocorre uma quantidade substancial de deterioração, o mecanismo pelo qual a estrutura resiste às cargas pode ser modificado. Por exemplo, uma coluna de concreto extensivamente corroída em um lado irá desenvolver momentos de flexão quando submetido a uma carga axial.

A aplicação dos métodos diretos para levar em conta a deterioração na determinação da resistência estrutural de um elemento depende do tipo de deterioração e como ela afeta o comportamento estrutural [Woodward *et al.*, 2001].

Os modelos de deterioração descrevem a deterioração e mudança na resistência e o comportamento dos elementos estruturais, o que leva à redução do desempenho do elemento, redução do desempenho estrutural, e fundamentalmente redução da confiabilidade do sistema estrutural. Os modelos de deterioração são usados para prever a mudança nos parâmetros estruturais como a capacidade de carga estrutural, condições ambientais, prática de manutenção. Portanto, modelos de deterioração são fundamentais no desenvolvimento de modelos de previsão para desempenho ou condição da ponte.

O processo de deterioração causa danos dependendo do tipo e direção de ataque assim como do tipo e forma do material. A incorporação de modelos de deterioração na avaliação de confiabilidade de estruturas de ponte é limitada ao fato de que uma interface adequada entre modelos probabilísticos de deterioração e a avaliação do desempenho da ponte ainda não foram estabelecidos. Além disso, os processos de deterioração e os principais parâmetros são sujeitos a uma grande incerteza de estabilidade, significando que nem mesmo o mais sofisticado modelo possibilita uma exata previsão do desempenho da ponte no futuro. Portanto um modelo simplificado para resistência à deterioração pode ser introduzido sem significativa diminuição na precisão, desde que aproximações no modelo não sejam mais importantes que a incerteza no processo de deterioração [Radojicic, 2001].

É importante notar que a avaliação dos efeitos da deterioração e a determinação da vida residual dependem do diagnóstico correto da deterioração e das condições que a causam.

A perda de resistência como um resultado de corrosão pode ser devido a um ou mais dos seguintes motivos:

- redução da seção transversal de aço devido à corrosão na barra (no caso de estruturas de concreto);
- mudança nas propriedades do material (módulo de elasticidade, resistência) devido ao processo de corrosão.

E para levar em conta, corretamente, a corrosão das barras todos esses fatores devem ser considerados na avaliação de capacidade de carga e é necessário entender o processo físico envolvido. A vida útil de uma estrutura afetada pela corrosão das barras pode ser dividida em duas fases, uma fase inicial e uma fase de propagação. A fase inicial é o tempo antes de qualquer perda da seção de aço. A fase de propagação é o período de perda de material devido à corrosão propriamente dita.

Uma vez que a corrosão tenha sido inicializada a perda de seção de aço prossegue numa razão dependente de vários parâmetros diferentes [Woodward *et al.*, 2001].

Do ponto de vista de perda de resistência do elemento, a informação mais importante de uso direto na determinação da resistência do elemento é a que está relacionada à quantidade de material perdido devido à corrosão. A perda de aço devido à corrosão apenas pode ser precisamente determinada pela exposição direta das barras e medindo a seção transversal restante. A taxa média de corrosão, em termos de perda de seção de aço em mm/ano, pode então ser determinada contanto que o tempo de corrosão seja conhecido. Isso pode ser deduzido da idade da estrutura levando em consideração o tempo necessário para a inicialização do processo de corrosão. Se as perdas de seção são medidas durante um período de tempo, então uma taxa de corrosão média pode ser determinada mais precisamente. Essas medições são complicadas pelo fato de que a corrosão provavelmente não irá progredir numa razão linear uniforme devido a mudanças nas condições. Mesmo as seções adjacentes muito próximas que se apresentam corroídas podem diferir consideravelmente e não é apropriado realizar investigações invasivas em vários pontos ou muito perto de áreas críticas.

Vários pesquisadores têm proposto modelos para prever a taxa de corrosão das barras. Na maioria dos casos, os modelos são baseados em amostras de experimentos de laboratório usando vários parâmetros. Os resultados podem ser calibrados pela comparação com medidas locais e ensaios não destrutivos.

Esses modelos podem então ser usados no procedimento de avaliação para que a deterioração seja levada em conta na determinação da capacidade de carga da ponte [Woodward *et al.*, 2001].

Proprietários e gerentes de pontes são requeridos para garantir que as estruturas pelas quais eles são responsáveis atendam ao propósito para o qual elas foram

construídas de uma maneira segura. Eles também são requeridos para garantir que estratégias de manutenção apropriadas sejam implementadas de uma forma eficiente em termos de custo. Usando um modelo de confiabilidade é possível estabelecer um perfil do tempo de confiabilidade para uma estrutura. O engenheiro tem então que decidir quando a estrutura se torna insegura. O engenheiro tem que estabelecer um índice de confiabilidade que possa ser usado como um nível aceitável abaixo do qual a estrutura seja considerada insegura. O julgamento e experiência do engenheiro são então requeridos. Para uma ponte antiga, e este é o estado atual na maioria dos países, a manutenção para as estruturas existentes está se tornando cada vez mais importante em termos de comprometimento de recursos. Como resultado, o requisito para estar apto a identificar a presença de deterioração e quantificá-la em termos de seus efeitos na funcionalidade e capacidade de carga é crescente [Woodward *et al.*, 2001; Sarveswaran & Roberts, 1999].

5. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão descritos os materiais e a metodologia utilizados para a realização deste trabalho.

5.1 - Materiais

Este trabalho visou estudar o efeito do fenômeno de corrosão e suas conseqüências na integridade estrutural de pontes metálicas. Usou-se como objeto de estudo a Ponte Marechal Hermes (PMH), que liga os municípios de Buritizeiro e Pirapora/MG, sobre o Rio São Francisco.

Trata-se de uma ponte ferroviária metálica, em treliça, com ligações rebitadas e apoiando-se em pilares de pedra. A ponte foi inaugurada em 1922 e tem uma extensão de 694 metros. A Figura 5.1 apresenta uma visão em perspectiva da PMH.



Figura 5.1 – Visão em perspectiva da Ponte Marechal Hermes.

Atualmente a ponte não se encontra em operação com o fim para a qual foi projetada. As passarelas servem para tráfego de pedestres, motos e veículos de tração animal e foram colocadas tábuas ao lado dos trilhos, se apoiando sobre os dormentes, para o tráfego de automóveis sob baixa velocidade, pela estrutura principal da ponte, como mostra a Figura 5.2.



Figura 5.2 – Vista da seção transversal da ponte que mostra as tábuas colocadas para o tráfego de automóveis.

Foram feitas duas visitas à ponte, com o objetivo de se coletar dados. A primeira foi bastante valiosa para se tomar conhecimento no que diz respeito à estrutura, ao sistema estrutural da ponte, aos sistemas portantes e de transmissão de cargas e às condições globais da estrutura, além de permitir o conhecimento dos dados que deveriam ser coletados numa visita futura. A segunda, com duração de dois dias, constituiu-se de uma investigação mais detalhada do que já havia sido notado anteriormente. Nessa visita fez-se um levantamento da geometria de cada perfil que compõe a PMH com suas respectivas dimensões, além da retirada de material da ponte para análise. A geometria dos perfis e suas dimensões estão apresentadas no Anexo II.

A estrutura na realidade é um conjunto de pontes em treliça tipo *Pratt*, cuja característica estrutural é apresentar os membros da diagonal, peças com maiores comprimentos, tracionados e os montantes comprimidos. Também é importante notar que praticamente todas as barras da estrutura da PMH são em perfis compostos [Neves, 2001].

A seção longitudinal da ponte é composta por 14 sistemas desse tipo, sendo 4 vãos de acesso, dois de cada lado, com 37,1m cada (Ponte 1) e 10 vãos centrais de 51,10m cada (Ponte 2), somando um total de aproximadamente 660m de estrutura

metálica. A Figura 5.3 mostra a seção longitudinal total da PMH com seus 14 sistemas estruturais em treliça.

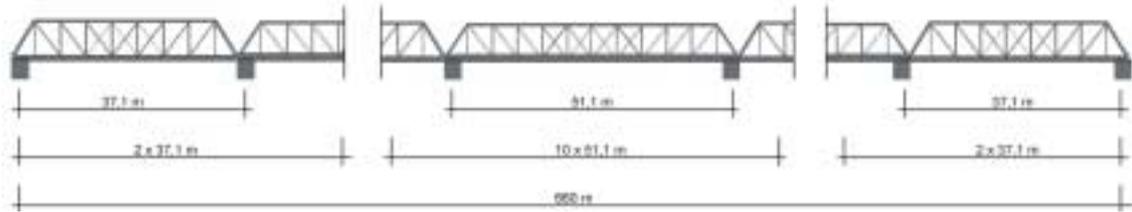


Figura 5.3 – Representação esquemática da seção longitudinal da Ponte Marechal Hermes: 4 vãos de acesso (2 de cada lado) e 10 vãos centrais.

A largura total da seção transversal da ponte é de 8,40 m, sendo 5m do tabuleiro central e 1,70m de cada uma das duas passarelas laterais. O tabuleiro central é composto por transversinas e longarinas que apóiam os dormentes em madeira, com seção transversal de aproximadamente 15 x 22 (cm), e os trilhos. Na Ponte 1 há ainda um contraventamento entre as duas longarinas [Neves, 2001]. A geometria do tabuleiro da ponte apresenta-se como ilustrado na Figura 5.4 para a Ponte 1 e na Figura 5.5 para a Ponte 2.

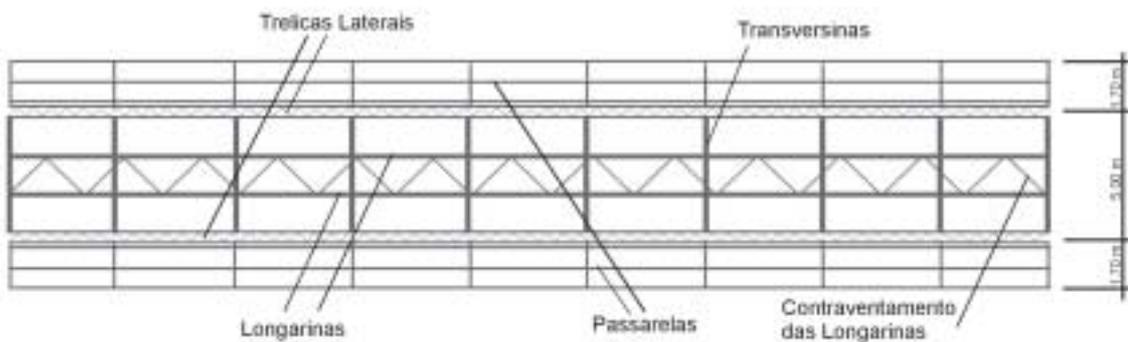


Figura 5.4 – Representação esquemática da planta típica do tabuleiro de um dos vãos (Ponte 1) da PMH e seus elementos constituintes.

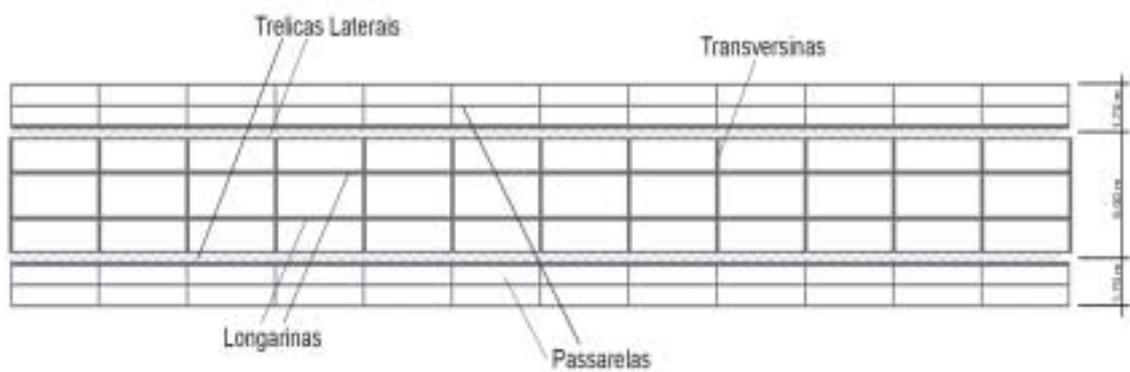


Figura 5.5 – Representação esquemática da planta típica do tabuleiro de um dos vãos (Ponte 2) da PMH e seus elementos constituintes.

Abaixo do tabuleiro existe ainda um contraventamento no plano horizontal composto por uma treliça. Esse contraventamento está representado pelas Figuras 5.6 e 5.7, para as Pontes 1 e 2 respectivamente.

O fechamento do plano horizontal superior da PMH é feito através de uma treliça, que liga os banzos superiores das treliças laterais principais, e de elementos de enrijecimento do pórtico transversal (elementos de contraventamento) [Neves, 2001]. A Figura 5.8 mostra o contraventamento horizontal superior da PMH.

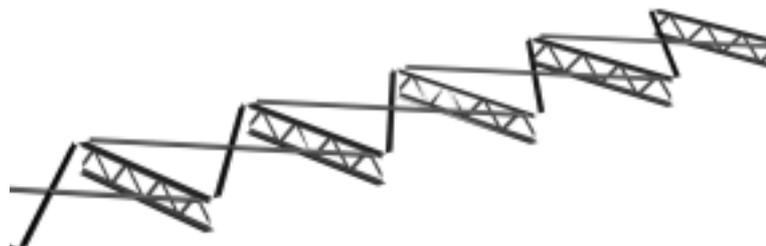


Figura 5.8 – Representação esquemática do contraventamento superior da PMH.

As passarelas são estruturadas em mão francesa, que servem de suporte para suas cargas. A Figura 5.9 mostra o detalhe da passarela lateral.

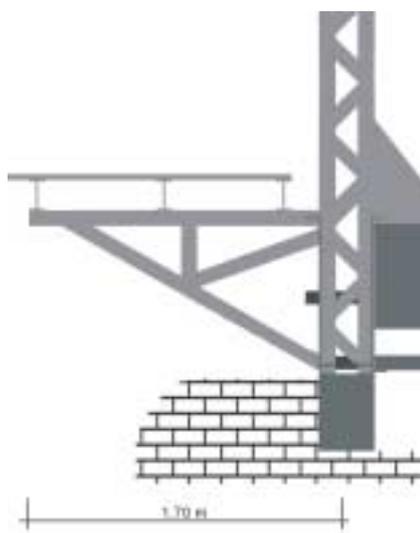


Figura 5.9 – Representação esquemática do detalhe do passeio lateral da PMH.

A ponte está assentada em 13 pilares construídos em pedra. A transmissão das cargas das treliças principais para os pilares é realizada através de aparelhos de apoio metálicos, fixos e móveis, localizados nas extremidades das treliças [Neves, 2001]. A Figura 5.10 mostra a seção transversal completa da PMH.

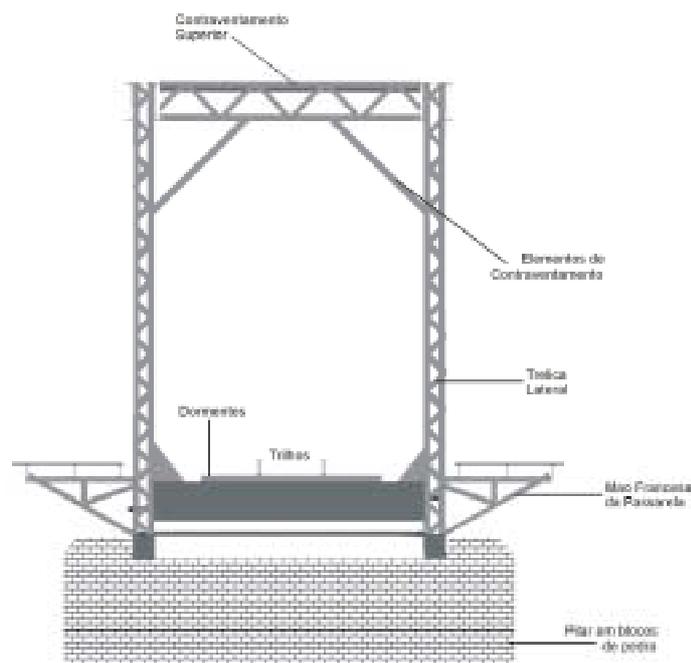


Figura 5.10 – Representação esquemática da seção transversal completa da PMH.

O estado geral da ponte atualmente é de avançado grau de deterioração. Sendo assim, para diagnosticar e propor soluções para o reparo desta ponte, a partir da caracterização dos aspectos patológicos desenvolvidos na mesma, foram empregadas algumas técnicas neste trabalho.

Para se caracterizar o aço utilizado na ponte, foram retirados elementos metálicos de regiões que sofreram degradação e de regiões sem corrosão, que compõem a mesma. Nessas amostras foram feitas análises química e metalográfica. A Figura 5.11 indica os locais de onde foram retiradas as amostras para análise química e metalográfica.



Figura 5.11 – Locais de onde foram retiradas as amostras para análise química e metalográfica da PMH.

A composição química dos materiais retirados da ponte foi obtida no laboratório da empresa VDL (Valadares Diesel Ltda) de Itabirito/MG. Foram utilizadas duas amostras. A amostra 1 foi retirada de um dos perfis do contraventamento inferior e a amostra 2 foi retirada de uma das barras de contraventamento do banzo inferior da treliça tipo *Pratt*. A Tabela 5.1 apresenta a composição química das amostras analisadas.

Tabela 5.1 – Composição química das amostras (% peso).

Elementos	C	Mn	P	S	Ni	Cr	Si
Amostra 1	0,034	0,346	0,049	0,023	0,047	0,016	---
Amostra 2	0,238	1,200	0,012	0,012	0,008	0,012	0,019

O ensaio metalográfico foi realizado no Laboratório de Metalografia do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais (DEMET) da Escola de Minas/UFOP.

Esse ensaio foi feito nas duas amostras retiradas de elementos da ponte. As amostras foram embutidas em resina, lixadas em lixas d'água até a lixa número 2400, submetidas ao polimento com alumina $0,1\mu\text{m}$ e pasta de diamante. O ataque foi feito com Nital (ácido nítrico + álcool etílico) 0,2%. As amostras foram então observadas em microscópio e comparadas com outros tipos de aços da família AISI/SAE para que se determinasse o tipo de aço de cada uma. Em seguida foram fotografadas. As Figuras 5.12 e 5.13 mostram as fotomicrografias das amostras 1 e 2 respectivamente. Nota-se na amostra 1 (AISI 1005) que a microestrutura é constituída praticamente de ferrita, por se tratar de um aço com baixíssimo teor de carbono; portanto, com características mecânicas de alta plasticidade. Já a amostra 2 (AISI 1123), por apresentar maior teor de carbono, apresenta uma microestrutura com a fase ferrita e o constituinte perlita (lamelas alternadas de ferrita e cementita).

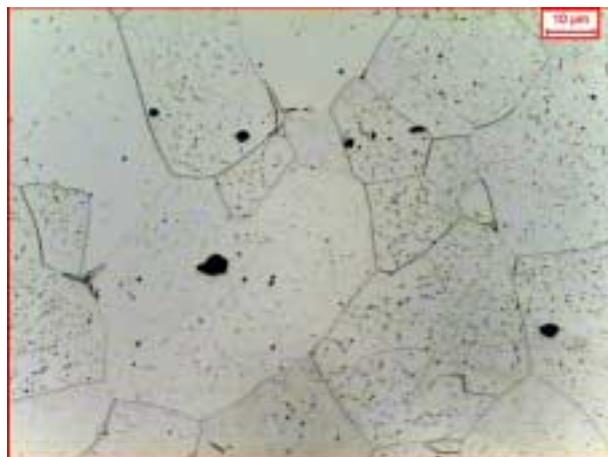


Figura 5.12 – Fotomicrografia de aço do tipo AISI 1005; amostra 1; ataque com Nital 2%; aumento de 1000X.



Figura 5.13 – Fotomicrografia de aço do tipo AISI 1123; amostra 2; ataque com Nital 2%; aumento de 1000X; ferrita (claro) e perlita (escuro).

O ensaio de tração foi realizado no Laboratório de Ensaio Mecânicos do DEMET/UFOP. Foram confeccionados 4 corpos-de-prova (CPs), a partir da amostra 1, de acordo com a norma ASTM – E8M – 95. Após medir o comprimento inicial L_0 e a seção transversal inicial A_0 dos CPs, esses foram levados à máquina de ensaio, que aplicou a carga uniaxial F , de tração, a uma velocidade de 20 mm/min até que houvesse a ruptura dos CPs. O alongamento δ foi obtido para cada valor de F através de diagramas gerados em registradores xy . Tendo-se esses diagramas a carga máxima F_u (lida na máquina), foi possível encontrar os valores da carga correspondente ao limite de escoamento F_y e conseqüentemente do limite de escoamento f_y e do limite de resistência à tração f_u . Além disso mediu-se a área da seção transversal dos CPs após a ruptura para que se pudesse calcular a redução percentual da área (estricção). Os resultados do ensaio de tração encontram-se apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de tração da amostra 1.

CP	F_u (kN)	F_y (kN)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	%A	% δ
1	30,45	15,10	613,91	304,38	50,30	22,35
2	34,35	16,48	574,13	275,45	62,19	35,00
3	33,55	12,85	556,27	213,06	60,21	35,00
4	31,35	16,57	550,00	290,70	57,89	35,00

Já com o objetivo de propor um sistema de proteção contra a corrosão para a estrutura da ponte, algumas tintas foram ensaiadas quanto à sua aderência e resistência à névoa salina, no Laboratório de Corrosão do CDTN (Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear) da Comissão Nacional de Energia Nuclear (CNEN) – Belo Horizonte/MG. Para esses ensaios foram utilizadas chapas de aço-carbono com 1mm de espessura e algumas tintas comerciais.

As tintas utilizadas foram fornecidas pela Fábrica da Bema Tintas de Contagem/MG. São elas:

- *Primer* epóxi-amida rico em zinco;
- *Mastic* epóxi-amida econômico;
- Etil-silicato de zinco;
- Esmalte poliuretano alifático.

5.2 - Métodos

O método adotado na investigação foi constituído de informações obtidas com pessoas que acompanharam a equipe e principalmente de inspeção visual. Tomaram-se notas, fazendo-se esboços dos tipos de ligações, do arranjo geométrico dos perfis na seção transversal, do esquema de transmissão de cargas entre os elementos estruturais, das condições dos aparelhos de apoio, das regiões de corrosão, etc. Uma grande quantidade de fotos registrou o processo corrosivo instaurado em muitas peças e conexões estruturais, algumas delas num estágio avançado de corrosão. Foi utilizada também uma câmara de vídeo para possibilitar tomadas mais abrangentes dos danos localizados em relação à peça estrutural como um todo.

5.2.1 - Modelagem no Programa Computacional SAP2000

Com o intuito de verificar a capacidade de carga da PMH, identificar as peças estruturais mais solicitadas e simular o dano da estrutura devido à corrosão fez-se uma modelagem em elementos finitos, através do programa computacional SAP2000. Para

essa modelagem considerou-se aço estrutural ASTM – A36 ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 400$ MPa) e módulo de elasticidade $E = 20.000$ kN/cm².

Foram feitas modelagens de duas pontes. A primeira (Ponte 1) representando os 4 vãos de acesso à PMH (duas de cada lado), com 37,10 m de comprimento e a segunda (Ponte 2) representando os 10 vãos centrais da ponte com 51,10 m de comprimento. Para isso foram observadas todas as características de ambas as pontes, como por exemplo os perfis de cada uma com suas respectivas dimensões (Anexo II). Como na modelagem as barras são representadas como elementos unifilares, foi necessário o uso de alguns artifícios para que a representação da estrutura fosse correspondente à realidade. Em função disso algumas barras rígidas foram colocadas entre o contraventamento horizontal inferior e o tabuleiro. Isso foi necessário porque o contraventamento horizontal inferior e as transversinas estão ligados a uma mesma barra (banzo inferior da treliça principal), cuja altura do perfil é relativamente grande, mas não se encontram no mesmo plano. As setas na Figura 5.14 mostram algumas das barras rígidas utilizadas na modelagem.

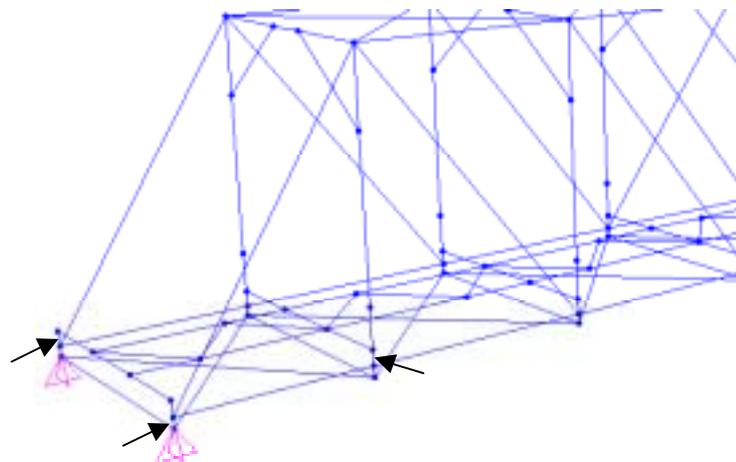


Figura 5.14 – Barras rígidas utilizadas na modelagem.

Como os perfis das barras são, em sua maioria, perfis compostos, foi necessário que se definisse esses perfis como perfis genéricos. Para que isso fosse possível, as propriedades das seções transversais (área A , momento de inércia I , constante de torção J) de cada um foram calculadas, possibilitando uma entrada de dados no programa que

fosse correspondente à realidade [Salmon & Johnson, 1980]. Além disso foi criada uma nomenclatura para os perfis, independente da que é utilizada usualmente (Anexo II).

As cargas utilizadas para avaliação foram [Guerra, 1994]:

- Peso próprio da estrutura;
- Sobrecarga devido às passarelas;
- Sobrecarga devido aos trilhos e dormentes;
- Vento, segundo a norma ABNT NBR 6123/1988;
- Carga móvel - Trem-tipo (TB 240), segundo a norma ABNT NBR 7189/1982;
- Impacto lateral.

É importante citar que o peso próprio da estrutura foi calculado internamente pelo próprio SAP2000. Já a sobrecarga devido às passarelas foi calculada a partir de uma modelagem também feita no SAP2000. Para isso foram feitas três modelagens da treliça da passarela para cada uma das pontes. Isso foi necessário porque, tanto na Ponte 1 como na Ponte 2, a distância longitudinal entre a primeira a segunda treliça, que compõe a passarela, é diferente da distância entre a segunda e a terceira treliça. Sendo assim a carga aplicada é diferente para cada uma. O carregamento das passarelas foi calculado considerando-se a carga devido a pedestres e o peso próprio da estrutura. As Figuras 5.15 e 5.16 mostram a modelagem de uma das treliças com seus carregamentos.

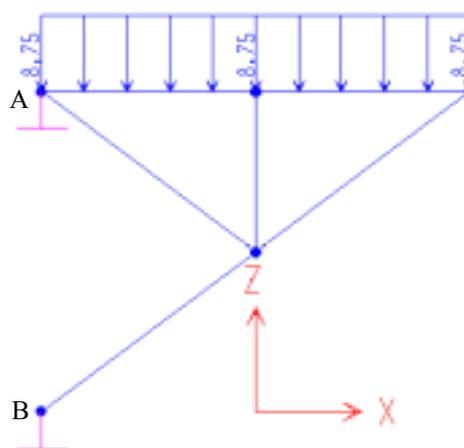


Figura 5.15 – Modelagem da treliça da passarela, com carregamento (kN/m) devido ao fluxo de pedestres, feita no programa computacional SAP2000.

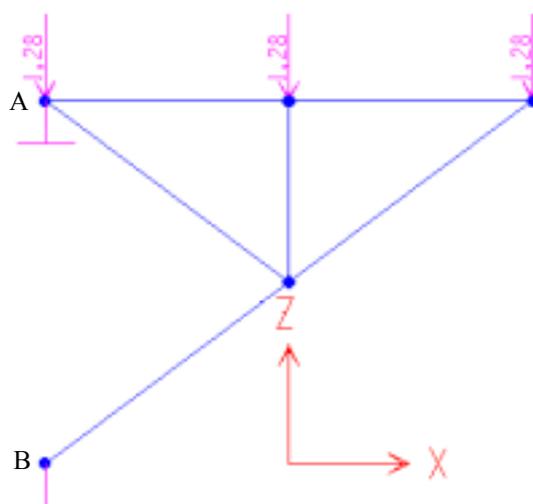


Figura 5.16 – Modelagem da treliça da passarela, com carregamento (kN) devido aos seus componentes (madeira, fixação, etc.), feita no programa computacional SAP2000.

Na Tabela 5.3 estão listados os resultados encontrados na modelagem para cálculo da sobrecarga devido às passarelas nas Pontes 1 e 2. Esses valores porém já se encontram com os sinais referentes ao sentido em que foram utilizados na modelagem das pontes.

Tabela 5.3 – Valores do carregamento de sobrecarga devido às passarelas, nos pontos de transmissão de carga das passarelas para as treliças principais, das Pontes 1 e 2.

	PONTE 1				PONTE 2			
	Direção x		Direção z		Direção x		Direção z	
Apoio	A (kN)	B (kN)						
1ª Treliça	19,46	-19,46	-14,72	-14,76	22,33	-22,33	-16,88	-16,92
2ª Treliça	44,69	-44,69	-33,74	-33,73	46,66	-46,66	-35,23	-35,21
3ª Treliça	49,16	-49,16	-37,11	-37,09	49,73	-49,73	-37,54	-37,52

A sobrecarga devido à passarela foi então atribuída como mostrado na Figura 5.17 (Ponte 1).

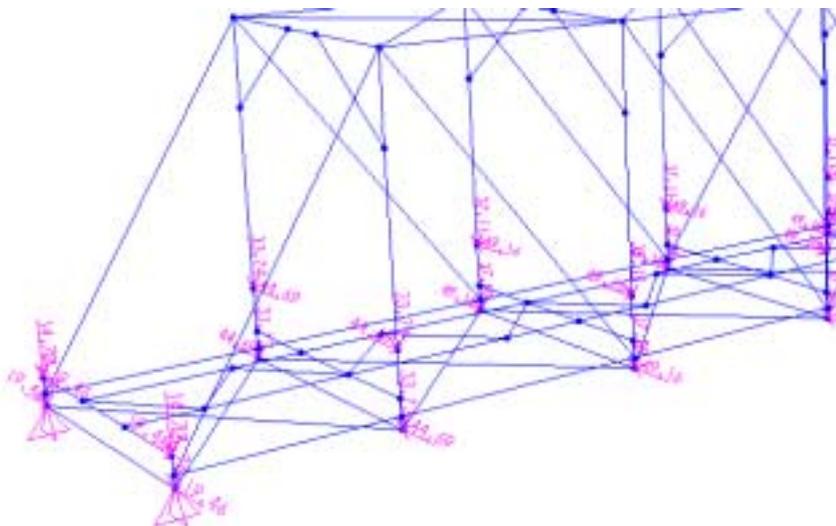


Figura 5.17 – Sobrecarga (kN) devido à passarela na Ponte 1.

A sobrecarga devido aos trilhos e dormente foi calculada e posteriormente colocada sobre as longarinas das Pontes 1 e 2. O valor desse carregamento foi de 2,89 kN/m, por longarina, nas duas pontes. A Figura 5.18 mostra a sobrecarga devido a trilhos e dormentes em uma das pontes.

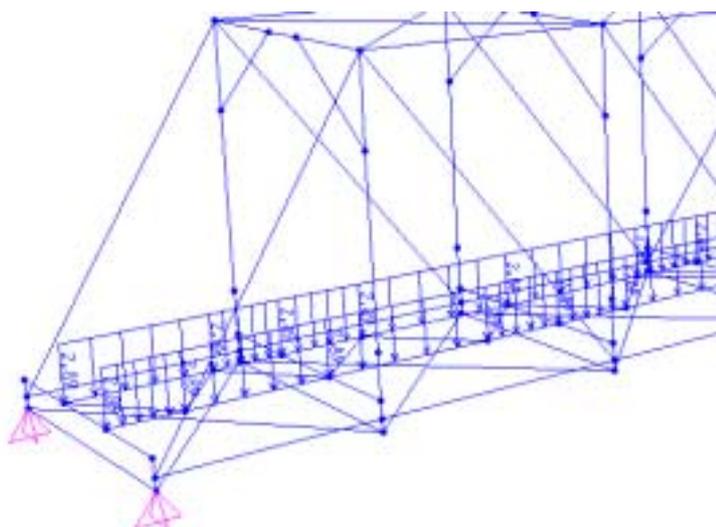


Figura 5.18 - Sobrecarga (kN/m) devido a trilhos e dormentes na Ponte 1.

O vento foi calculado segundo a norma ABNT NBR 6123/88, considerando a ponte carregada e descarregada, e aplicado nos banzos superior e inferior da treliça principal das Pontes 1 e 2. A Tabela 5.4 apresenta os valores de vento para as Pontes 1 e 2, carregadas e descarregadas.

Tabela 5.4 - Valores de vento para as Pontes 1 e 2.

	PONTE 1		PONTE 2	
	Carregada (kN/m)	Descarregada (kN/m)	Carregada (kN/m)	Descarregada (kN/m)
Banzo Superior	4,18	3,65	4,38	3,94
Banzo Inferior	3,34	2,39	3,50	2,63

A Figura 5.19 mostra o carregamento devido ao vento que foi aplicado em uma das pontes, considerando a ponte carregada.

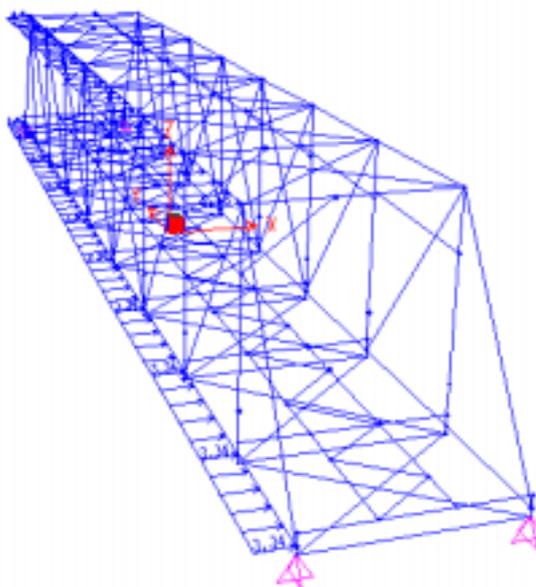


Figura 5.19 – Vento (kN/m) na Ponte 1, carregada.

Como carga móvel, foi utilizado, segundo a norma ABNT NBR 7189/1982, o Trem-tipo TB 240 (adotado na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras

existentes). A Figura 5.20 ilustra o Trem-tipo utilizado como carga móvel nas Pontes 1 e 2.

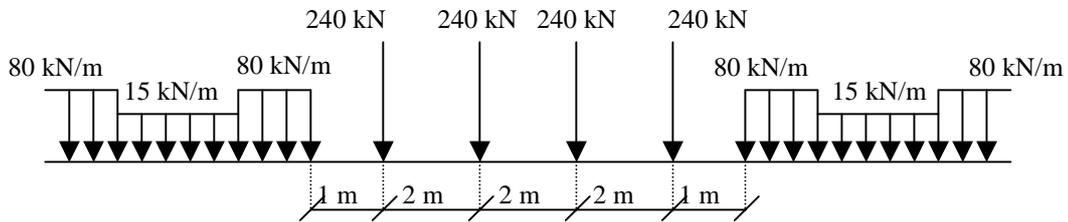


Figura 5.20 – Carga Móvel utilizada na modelagem; Trem-tipo TB 240.

Numa segunda etapa utilizou-se como carga móvel, segundo a norma ABNT NBR 7189/1982, o Trem-tipo TB 170 (para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas) com o intuito de se comparar os resultados com os que foram encontrados anteriormente para o TB240. A Figura 5.21 ilustra o Trem-tipo utilizado como carga móvel nas Pontes 1 e 2.

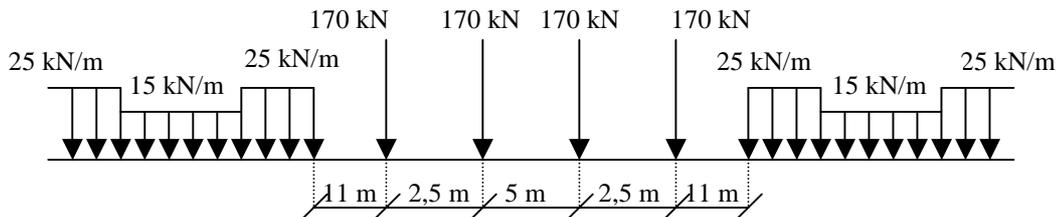


Figura 5.21 – Carga Móvel utilizada na modelagem; Trem-tipo TB 170.

Para a entrada de dados referentes à carga móvel no modelo, foi necessário que se definisse uma faixa de tráfego, o veículo e a classe do veículo. Quanto à melhor posição do trem-tipo, essa foi definida pelo programa através de linhas de influência traçadas pelo próprio SAP2000.

O efeito de impacto lateral foi considerado através de uma força igual a 20% do eixo mais pesado, atuando no topo do trilho e normal ao eixo de linha na posição mais desfavorável para o elemento em estudo [Guerra, 1994].

Cada uma das pontes foi avaliada considerando-se a estrutura como pórtico espacial, treliça plana e treliça espacial. É importante no entanto, esclarecer que para os casos de treliça plana e treliça espacial, a rotulação dos nós foi feita liberando a rotação

e/ou translação das barras apenas nas direções que não comprometessem a estabilidade do modelo. Sendo assim tem-se que, na treliça espacial, as treliças principais foram rotuladas apenas em seu plano e as barras que compõem a seção transversal da ponte continuaram tendo um comportamento de pórtico. O mesmo vale para as treliças dos contraventamentos superior e inferior. Já na treliça plana apenas as diagonais da treliça foram rotuladas e por existir apenas um plano, que é o de uma das treliças principais, as cargas foram recolocadas de forma que os carregamentos que antes eram aplicados nas longarinas passaram a ser aplicados no banzo inferior da treliça e os carregamentos que eram perpendiculares ao plano da treliça, como vento, foram eliminados. Essas cargas foram calculadas considerando-se apenas metade de todo o carregamento de cada uma das pontes. As Figuras 5.22 - 5.24 mostram os três tipos de modelagens para uma das pontes.

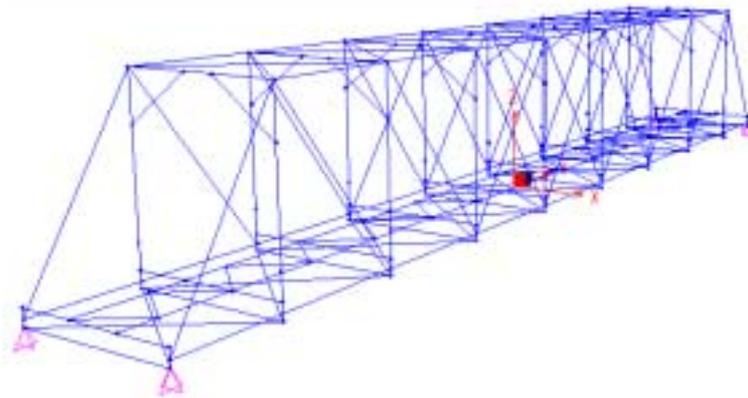


Figura 5.22 – Modelagem da Ponte 1 como pórtico espacial.

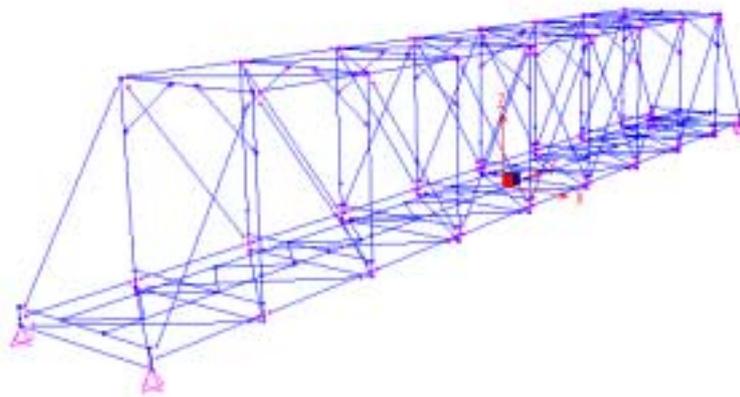


Figura 5.23 – Modelagem da Ponte 1 como treliça espacial.

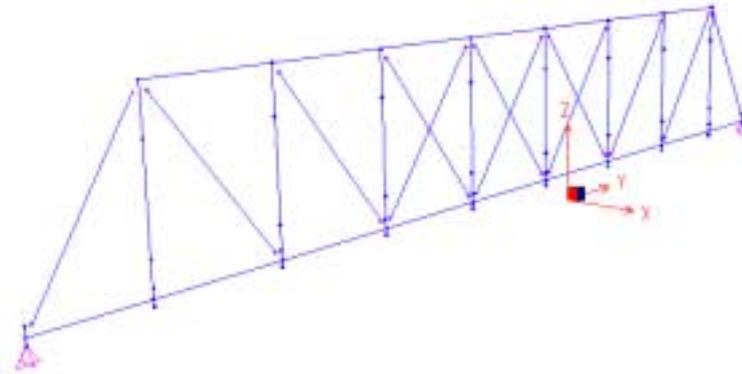


Figura 5.24 – Modelagem da Ponte 1 como treliça plana.

Foram feitas quatro combinações de carregamento; duas considerando a ponte carregada e duas considerando a ponte descarregada. As combinações feitas foram:

- COMB 1 = PP + SC + IL + V1 + Move 1; sem considerar os coeficientes de majoração das ações;
- COMB 2 = PP + SC + V2; sem considerar os coeficientes de majoração das ações;
- COMB 3 = PP + SC + IL + V1 + Move 1; considerando os coeficientes de majoração das ações dados pela norma;
- COMB 4 = PP + SC + V2; considerando os coeficientes de majoração das ações dados pela norma;

sendo:

- PP = Peso próprio;
- SC = Sobrecarga devido às passarelas;
- IL = Impacto lateral;
- V1 = Vento na ponte carregada;
- V2 = Vento na ponte descarregada;
- Move 1 = Carga móvel.

O coeficiente de impacto vertical foi inserido nessa fase. De acordo com a Norma Brasileira, para pontes ferroviárias, o coeficiente de impacto recomendado é

$$\varphi = 0,001 \times (1600 - 60 \times \sqrt{l} + 2,25 \times l) \geq 1,20 \quad [5.1]$$

onde l é o vão da ponte [Guerra, 1994].

Sendo assim, foi utilizado $\varphi = 1,47$ para a Ponte 1 e $\varphi = 1,49$ para a Ponte 2.

Tendo essa etapa concluída foi possível verificar a capacidade de carga da ponte e identificar as barras mais solicitadas da estrutura. Essa identificação foi feita selecionando-se as barras mais tracionadas, mais comprimidas ou solicitadas com os maiores momentos fletores, e verificando-se através de dimensionamento se todas atendiam ao mínimo necessário. O dimensionamento foi feito de acordo com a norma atual, usando o Método dos Estados Limites. Os esforços devidos à flexão encontrados nas barras foram transformados em esforços axiais correspondentes e então somados aos esforços axiais já existentes. Para isso calculou-se um coeficiente K , em cm, chamado fator de flexão do perfil, pelo qual se dividiu o momento fletor M , em kNm [Carnaciali, 1976]. Ou seja,

$$P = \frac{M}{K} \quad [5.2]$$

onde K é o momento resistente W dividido pela área A da seção transversal do perfil. Os perfis foram então dimensionados apenas para tração ou compressão.

O passo seguinte foi a introdução de danos na estrutura. O método escolhido foi o de diminuição da seção transversal, em alguns pontos de algumas barras, baseado na perda de material resultante do processo corrosivo. Esses pontos foram escolhidos com base nas observações feitas anteriormente na etapa de investigação. Sendo assim diminuiu-se aproximadamente 5% da área da seção transversal das barras que compõem o banzo inferior da treliça principal, na região dos nós (30 cm de cada lado), e dos montantes, na região dos nós inferiores. A análise dos resultados foi feita comparando-se as solicitações encontradas, nessas barras e nos elementos mais solicitados da estrutura, com as que haviam sido encontradas no modelo são.

5.2.2 – Sistemas de Pintura

A escolha das tintas e dos sistemas de pintura foi feita através de orientação dada por profissionais da Separ Comércio e Representações Ltda. (Tintas International), da Bema Tintas e do CDTN, especializados no assunto, visando um desempenho necessário e um benefício proporcional ao seu custo.

Optou-se por ensaiar dois sistemas epóxi puro, por serem ideais para uso onde é necessário proteção e alto desempenho a longo prazo, e um sistema silicato de zinco por este possuir uma boa proteção anticorrosiva. Neste caso, para se evitar problemas de aderência com o sistema subsequente, optou-se por aplicar um epóxi sobre o silicato de zinco, que atua como selador do zinco evitando a reação com o meio ambiente. O uso de um acabamento de poliuretano se deu devido à sua excelente retenção de cor e brilho já que se as tintas epóxi forem usadas como acabamento exposto ao tempo, mostrarão uma perda de brilho (calcinação) e alteração de cor, embora as outras propriedades praticamente não sejam afetadas.

Para que fosse possível observar melhor o comportamento de cada tinta, os sistemas de pintura foram divididos em sub-sistemas, como pode ser visto na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Sistemas e subsistemas de pintura empregados.

SISTEMA DE PINTURA	SUB-SISTEMA DE PINTURA	TINTAS
1	A	Pr
	B	Pr + Me
	C	Pr + Me + Po
2	D	Me
	E	Me + Po
3	F	Es
	G	Es + Pr
	H	Es + Pr + Po

sendo:

Pr – *Primer* epóxi-amida rico em zinco;

Me – *Mastic* epóxi-amida econômico;

Es – Etil-silicato de zinco;

Po – Esmalte poliuretano alifático.

Foram utilizados 128 CPs, sendo 8 para o ensaio de aderência e 120 para o ensaio de resistência à névoa salina. Os CPs foram cortados na medida recomendada para o ensaio de Resistência à Névoa Salina segundo a norma ABNT P-MB – 787. Desta forma obteve-se CPs com as as dimensões de: 1mm x 90 mm x 140 mm.

5.2.3 – Limpeza dos Corpos-de-Prova

A limpeza dos CPs foi feita obedecendo às recomendações do fabricante das tintas e conseqüentemente à norma sueca SIS 05 5900 – 1967. Sendo assim a limpeza se deu por meio de jateamento abrasivo nos padrões Sa2 ½ (ao metal quase branco) que se constitui numa limpeza de superfície com retirada quase total dos óxidos, carepa de laminação, etc. e Sa3 (ao metal branco) que se constitui numa retirada total de óxidos, carepa de laminação, etc. A Figura 5.25 mostra uma fotografia do equipamento que foi utilizado neste trabalho.



Figura 5.25 – Conjunto para jateamento abrasivo das superfícies das amostras.

O estado inicial de oxidação dos CPs se enquadrava, de acordo com a norma sueca SIS 05 5900 – 1967, nos Graus B e C. Como abrasivo, utilizou-se micro-esferas de vidro. A Figura 5.26 mostra um dos CPs após limpeza por jateamento abrasivo Sa2 ½.



Figura 5.26 – Corpo-de-prova após jateamento abrasivo - padrão Sa2 ½, conforme a norma sueca SIS 05 5900 – 1967.

5.2.4 – Pintura dos Corpos-de-Prova

A pintura dos CPs foi feita de acordo com as recomendações do fabricante – Bema Tintas – observando-se a proporção de mistura, a forma de preparo da mistura, a diluição, a forma de aplicação, o tempo de secagem e o tempo para repintura. Sendo assim, a aplicação das tintas foi feita com pistola convencional (a ar comprimido). A Figura 5.27 mostra uma fotografia da pintura dos CPs que foi feita com uma pistola convencional com o recipiente acoplado diretamente à pistola.



Figura 5.27 – Pintura dos CPs com pistola convencional com o recipiente acoplado diretamente à pistola.

Após a secagem de cada demão de tinta foram realizadas medidas da espessura de cada película com o uso de instrumentos que funcionam pelo princípio de emissão de campo magnético. A Figura 5.28 apresenta a medição das películas de tintas.



Figura 5.28 – Medição de espessura da película de tinta seca.

Após completa pintura e secagem, os CPs foram divididos da seguinte forma: 1 conjunto de 8 CPs, sendo 1 de cada sub-sistema, para o ensaio de grau de aderência e 5 conjuntos de 24 CPs, sendo 3 de cada sub-sistema, para os ensaios de névoa salina, determinando assim o grau de migração subcutânea, o grau de empolamento e o grau de enferrujamento.

5.2.5 - Ensaio de Aderência

Os ensaios de aderência foram realizados segundo a norma ABNT P - MB - 985/out 84.

Os CPs foram preparados, pintados e envelhecidos (tempo necessário par a cura da tinta). Em seguida , foram feitos cortes em grade na pintura, distanciados de 3 mm, com o auxílio de um dispositivo de corte com um gume de 0,05 mm. Aplicou-se levemente uma fita adesiva tipo “Crepon” de 25 mm de largura sobre a área cortada e observou-se a aderência da tinta comparando-se a área ensaiada à tabela de avaliação contida na referida norma. O grau de aderência varia de 0 (nenhuma parte destacada) a 4 (65% ou mais da área quadriculada destacada) e é representado pelo grau do corte em grade (Gr) seguido da letra do dispositivo de corte usado: A (um gume), B (conjunto de

seis gumes com distância de 1mm) ou C (conjunto de seis gumes com distância de 2mm).

5.2.6 - Ensaio de Resistência à Névoa Salina

O ensaio de Resistência à Névoa Salina foi realizado de acordo com a norma ABNT P - MB - 787.

Cada um dos 5 conjuntos de CPs foi colocado em uma bandeja sendo que os CPs foram distribuídos aleatoriamente nas mesmas. A fixação dos CPs nas bandejas foi feita com ajuda de peças plásticas evitando assim o contato entre os CPs e a bandeja, o que poderia causar corrosão galvânica. A Figura 5.29 mostra a fotografia de uma das bandejas com os CPs distribuídos.



Figura 5.29 – Bandeja com os CPs distribuídos para ensaios em névoa salina.

Para se ter a localização exata de cada CP, foram utilizados mapas de localização de CPs para cada bandeja. A Figura 5.30 mostra o mapa de localização de CPs numa bandeja.

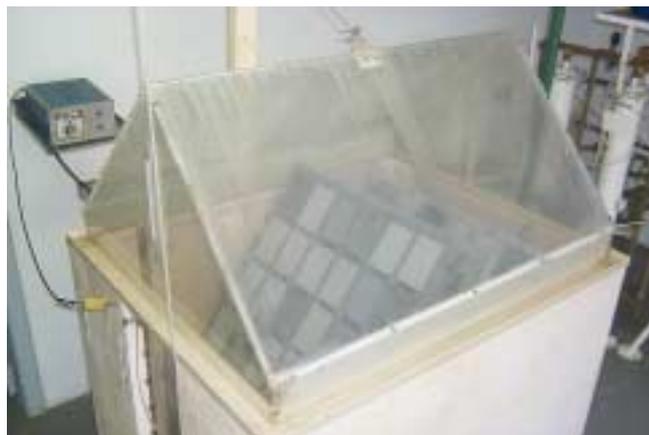


Figura 5.31 – Câmara de névoa salina com as bandejas durante os ensaios.

Foram feitas retiradas de 1, 2, 3, 4 e 5 semanas sendo a bandeja 1 com 1 semana, a bandeja 2 com 2 semanas e assim sucessivamente.

Após cada retirada os CPs foram imediatamente enxaguados sob água límpida corrente e secos superficialmente com ar comprimido. Foram então realizadas técnicas para determinação do grau de migração subcutânea, grau de empolamento e grau de enferrujamento.

5.2.6.1 - Migração subcutânea

A migração subcutânea foi examinada, de acordo com a norma ABNT P-MB – 787, afastando-se cuidadosamente a película de tinta, a partir da risca, previamente feita com um estilete, até a região ainda firmemente aderida, por meio de uma lâmina inclinada. Mediu-se então, a largura total média “d” da zona de migração subcutânea em milímetros, ou a área exposta “a” e o comprimento da zona considerada “l” no caso de migração subcutânea irregular, e determinou-se a migração subcutânea.

5.2.6.2 - Grau de enferrujamento

O grau de enferrujamento consiste em designar a aparência de uma superfície pintada enferrujada. Para sua determinação a superfície pintada de cada CP foi comparada às figuras anexas à norma ABNT MB 772, certificando-se qual a figura

apresentava aspecto mais semelhante, onde é indicado o grau de enferrujamento. O grau de enferrujamento varia de F_0 (isento de ferrugem) a F_5 (40% ou mais da área recoberta de ferrugem).

5.2.6.3 - Grau de empolamento

O grau de empolamento vem designar a densidade (d) de distribuição e do tamanho (t) das bolhas constatadas em superfícies pintadas empoladas. Para isso comparou-se a superfície pintada dos CPs com as figuras anexas à norma ABNT P-MB – 786/out 84, e verificou-se qual a figura que apresentava aspecto mais semelhante, onde é indicado o grau de empolamento. O grau de empolamento varia de 0 (isento de bolhas) a 5 (densidade/tamanho de bolhas correspondente às figuras de grau de empolamento anexas na norma).

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir serão apresentados os resultados obtidos neste trabalho e uma discussão sobre os mesmos.

6.1 – Inspeção Visual

Através da inspeção visual foi possível identificar as seções transversais das barras que compõem as Pontes 1 e 2. O que foi possível observar é que, apesar de alguns elementos terem as seções transversais com mesma geometria, suas dimensões são diferentes. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam a geometria das seções transversais dos elementos que compõem as Pontes 1 e 2.

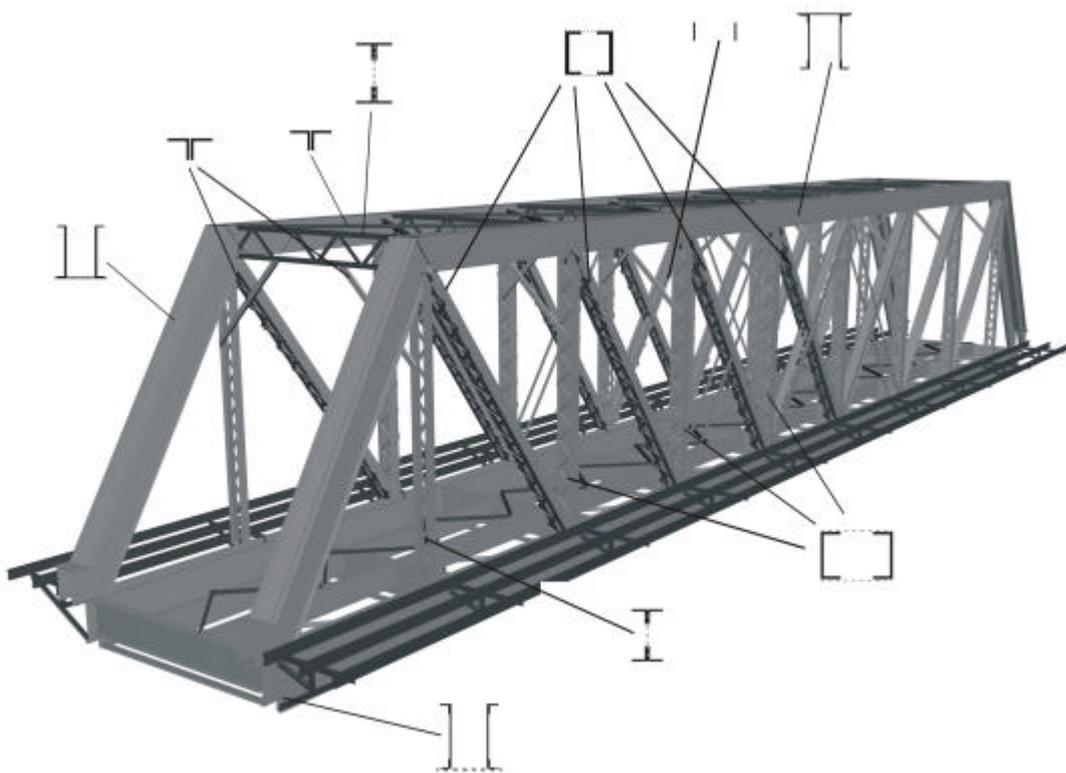


Figura 6.1 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 1; vista 1.

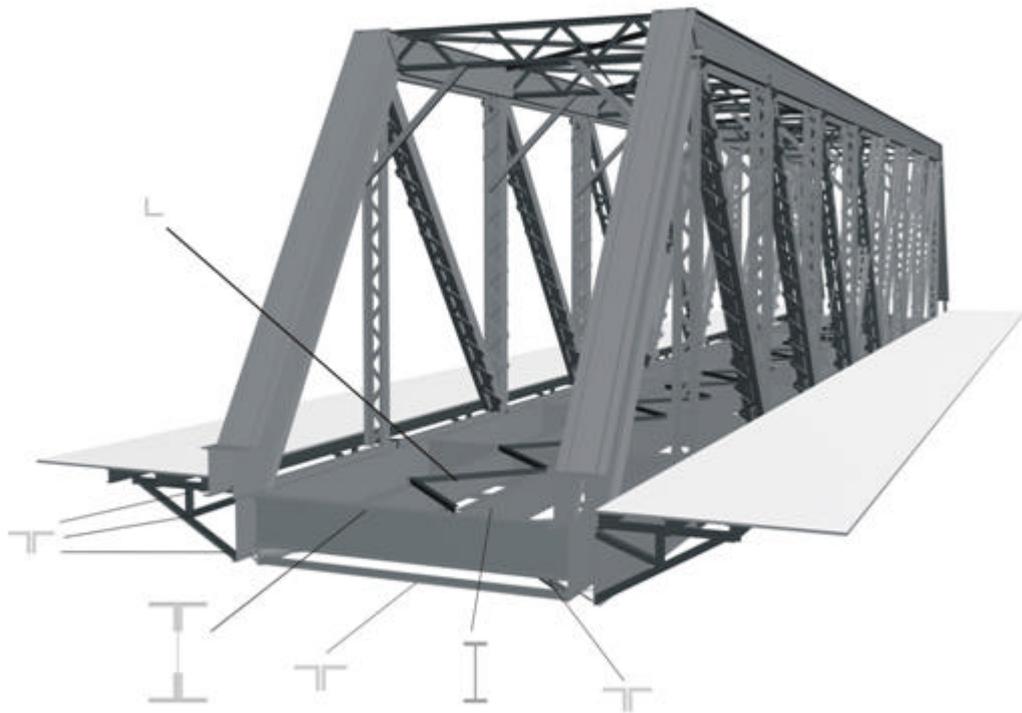


Figura 6.2 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 1; vista 2.

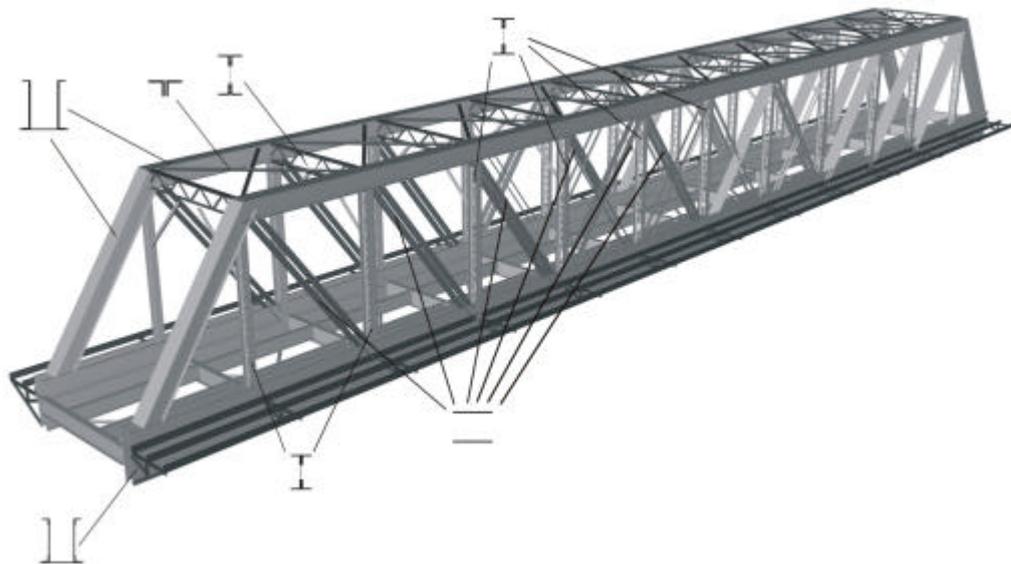


Figura 6.3 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 2; vista 1.

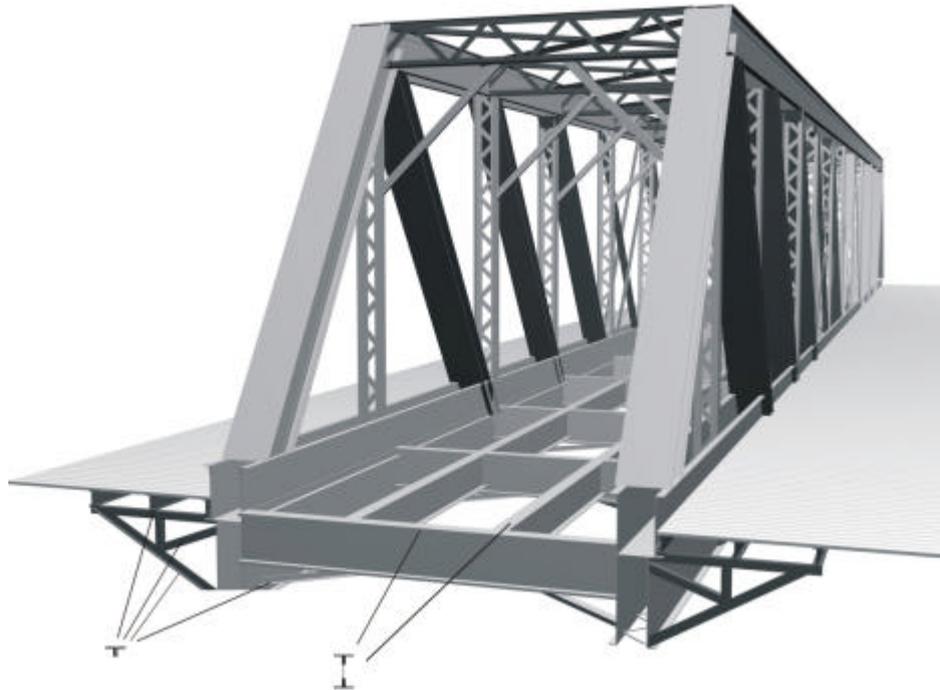


Figura 6.4 – Geometria das seções transversais dos elementos que compõem a Ponte 2; vista 2.

A inspeção visual também possibilitou o levantamento dos locais com maiores problemas de corrosão. Foi possível perceber que, de um modo geral, os pontos de corrosão parecem se repetir nos vários vãos da PMH. Dentre esses pontos os que mais chamam a atenção são os que se encontram na região de ligação das treliças das passarelas com o banzo inferior da treliça principal. Em alguns pontos da PMH, os rebites que compõem as seções transversais dos elementos já foram completamente deteriorados. Em sua parte aérea no entanto, a PMH apresenta apenas uma corrosão superficial. Os apoios também se encontram deteriorados de modo a colocar em dúvida seu desempenho. Além disso é preciso dar atenção ao treliçamento que compõe o perfil do banzo inferior da treliça principal, na Ponte 1, por apresentarem tal grau de deterioração, que algumas barras já se encontram rompidas. A Figura 6.5 - 6.7 mostram a ocorrência de deterioração nas Pontes 1 e 2.



Figura 6.5 – Detalhamento de pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; vista 1.

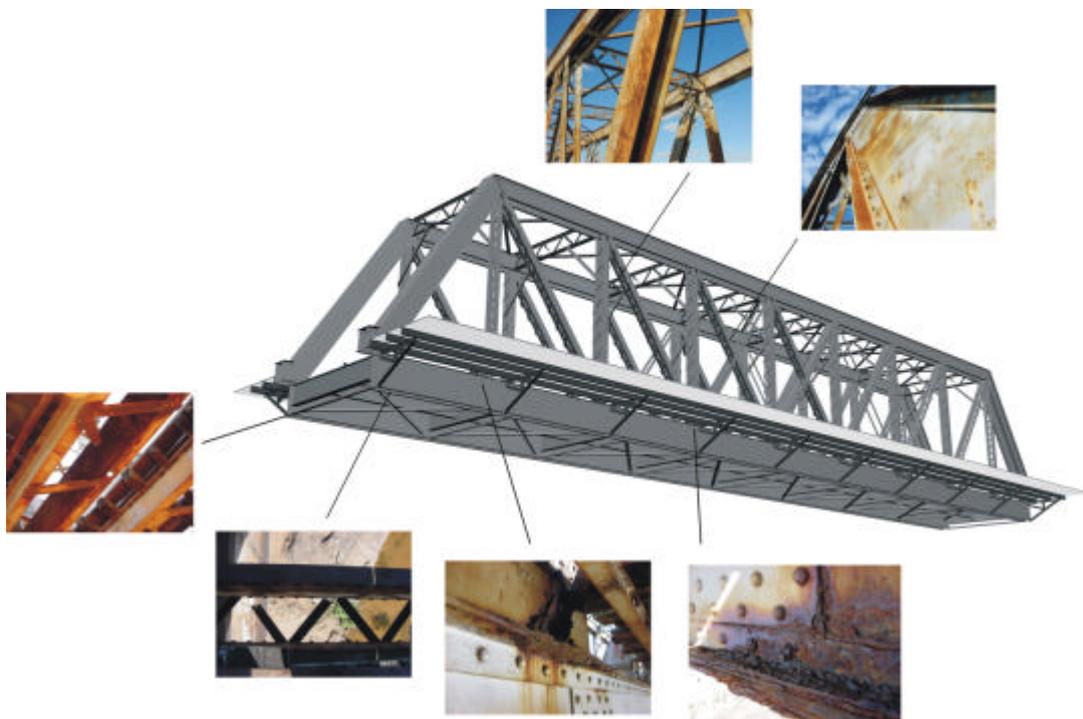


Figura 6.6 – Detalhamento dos pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; vista 2.

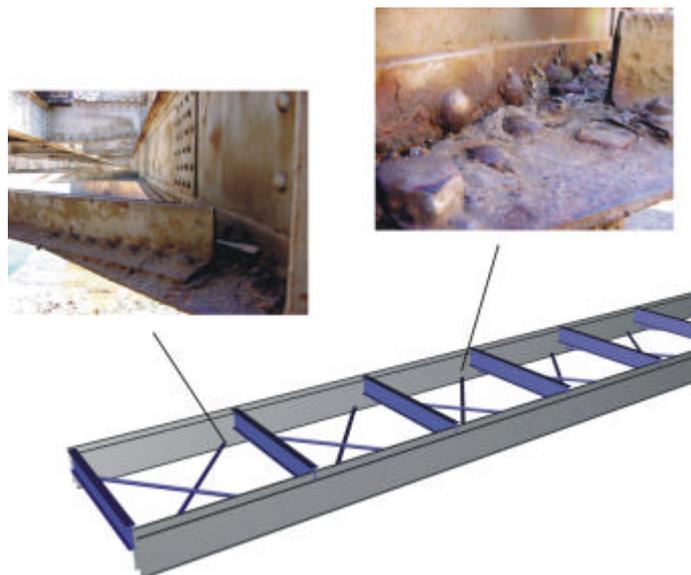
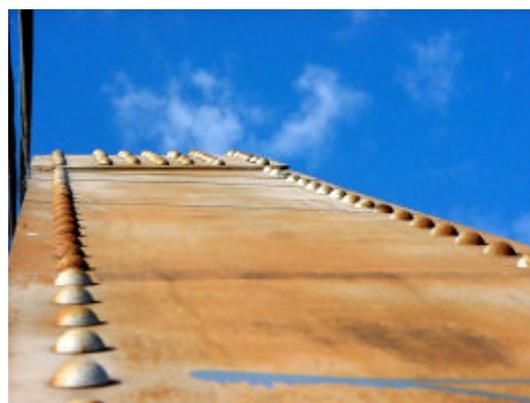


Figura 6.7 – Detalhamento dos pontos de deterioração nas Pontes 1 e 2; contraventamento inferior.

A Figura 6.8 (a-h) apresenta, principalmente, o tipo de corrosão generalizada (uniforme) na PMH, no entanto pode haver também, corrosão localizada. Estas regiões, geralmente, encontram-se nas partes superiores das estruturas, particularmente, onde praticamente não são estabelecidas frestas com acúmulo de eletrólito entres as mesmas. No entanto, a Figura 6.9 apresenta uma região onde o efeito da corrosão não está muito pronunciado, sendo portanto, de manutenção relativamente fácil.



6.8 (a)



6.8 (b)



6.8 (c)



6.8 (d) - Nota-se, também, o sistema deficiente nas instalações elétricas.



6.8 (e)



6.8 (f)



6.8 (g)



6.8 (h)

Figura 6.8 – Corrosão generalizada nas estruturas metálicas da ponte – regiões superiores.



Figura 6.9 – Corrosão menos acentuada em certas regiões da ponte.

As regiões metálicas inferiores da PMH apresentam muito maior grau de degradação, particularmente em partes com frestas e acúmulo de substâncias que retêm eletrólitos. Destaca-se o efeito nocivo do contato metal/madeira, onde esta por reter umidade intensifica o ataque no material metálico, além de criar frestas. A Figura 6.10 (a-q) apresenta este sistema de desenvolvimento de condições para o ataque do material.

A Figura 6.11 (a-c) mostra regiões onde ocorre acúmulo de eletrólito e são partes entre peças metálicas que propiciam o desenvolvimento de corrosão metálica.



6.10 (a)



6.10 (b)



6.10 (c)



6.10 (d)



6.10 (e)



6.10 (f)



6.10 (g)



6.10 (h)



6.10 (i)



6.10 (j)



6.10 (k) - Destaca-se a deterioração da madeira, além do aspecto da retenção de umidade



6.10 (l)



6.10 (m)



6.10 (n)



6.10 (o)

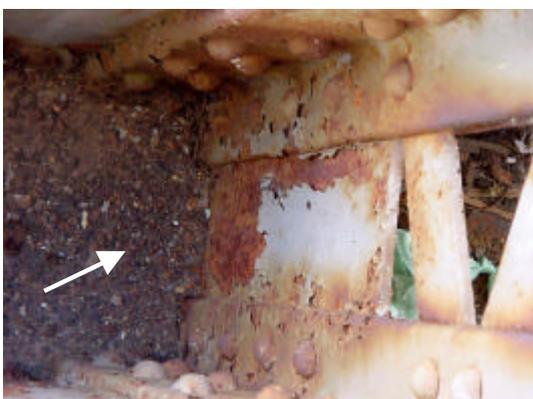


6.10 (p) - Destaca-se a região onde a união por parafusagem está comprometida, com sinais de corrosão.



6.10 (q) - Destaca-se a região onde a união por parafusagem está comprometida, com sinais de corrosão.

Figura 6.10 – Sistema (metal/madeira) de desenvolvimento de condições ao ataque da ponte.



6.11 (a)



6.11 (b)



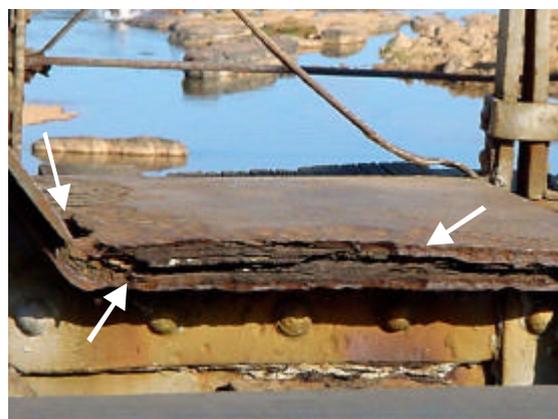
6.11 (c)

Figura 6.11 – Lugares de retenção de materiais onde propicia o acúmulo de eletrólito e ataque do material; (a) chapa metálica sem escoamento de fluido; (b) idem, porém em região onde se fez furo para saída de fluido; (c) retenção de madeira em estrutura metálica.

A Figura 6.12 (a-g) apresenta as regiões que estão sendo degradadas em função do acúmulo de eletrólito onde os produtos de corrosão apresentam alta dissolução, ou seja, são facilmente destacados, possibilitando uma evolução contínua do processo corrosivo. Salienta-se, também, que nestes locais a estrutura encontra-se sem qualquer tipo de proteção anticorrosiva, o que possibilita uma maior degradação do material. Notam-se regiões onde o sistema corrosivo (metal/meio) é gerado particularmente em junções e frestas.



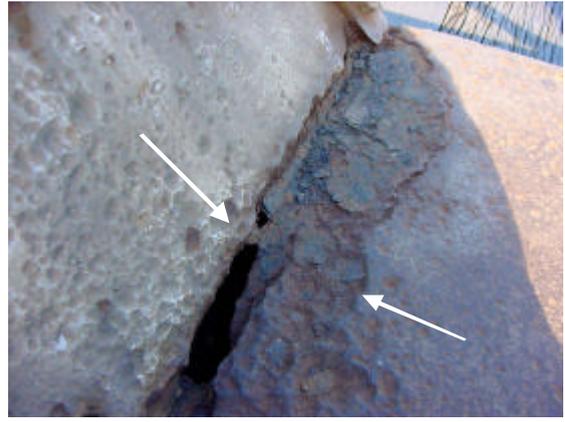
6.12 (a)



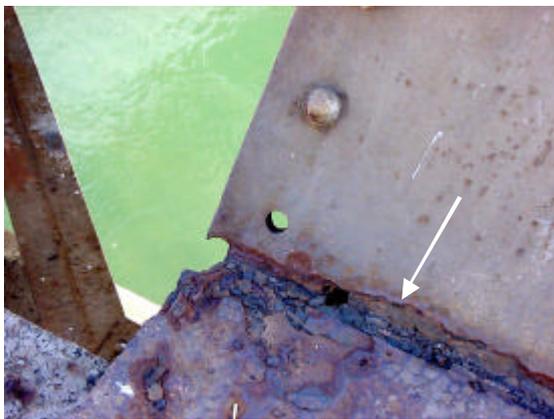
6.12 (b)



6.12 (c)



6.12 (d)



6.12 (e)



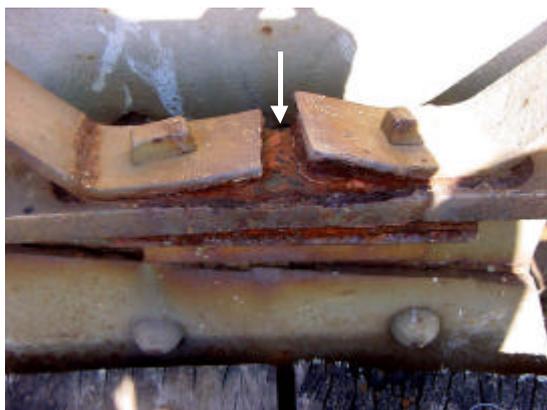
6.12 (f)



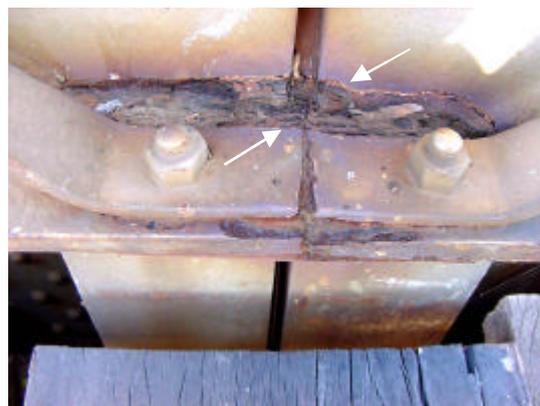
6.12 (g)

Figura 6.12 – Ataque corrosivo em locais onde ocorre acúmulo de eletrólito.

A Figura 6.13 (a-p) mostra alguns pontos críticos onde o fenômeno de corrosão tem sido desenvolvido em função de aspectos geométricos; nestes lugares são estabelecidas regiões de frestas. Este aspecto tem propiciado uma grande intensificação do fenômeno de corrosão no material metálico uma vez que são geradas pilhas de concentração e, também, acúmulo de eletrólitos.



6.13 (a)



6.13 (b)



6.13 (c)



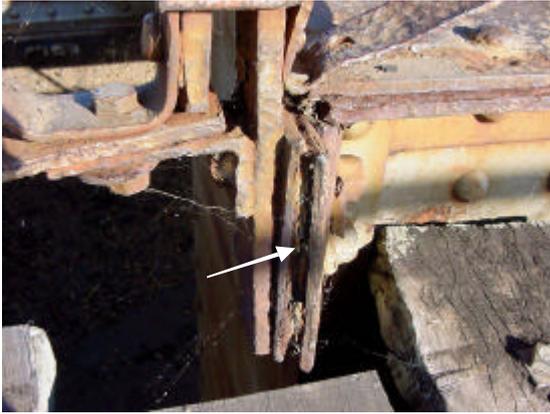
6.13 (d)



6.13 (e)



6.13 (f)



6.13 (g)



6.13 (h)



6.13 (i)



6.13 (j)



6.13 (k)



6.13 (l)



6.13 (m)



6.13 (n)



6.13 (o)



6.13 (p)

Figura 6.13 – Desenvolvimento do fenômeno de corrosão em regiões de frestas.

É possível verificar, através da Figura 6.14 (a-j), que em decorrência da evolução do fenômeno de corrosão em elementos estruturais da ponte, particularmente em regiões entre uniões, onde geralmente são desenvolvidas frestas, que o material sofreu intensa degradação, chegando ao colapso. Notam-se que em algumas partes ocorreu separação devido ao ataque corrosivo. Naturalmente, estes componentes deverão ser substituídos por elementos adequados para tal finalidade. É importante salientar que o material metálico que irá compor a parte a ser substituída deverá apresentar características de resistência à corrosão semelhantes ao do material da ponte, no sentido de minimização do efeito do par galvânico que será estabelecido entre os elementos estruturais.



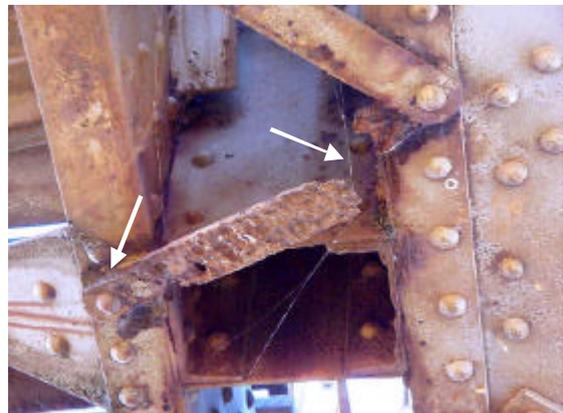
6.14 (a)



6.14 (b)



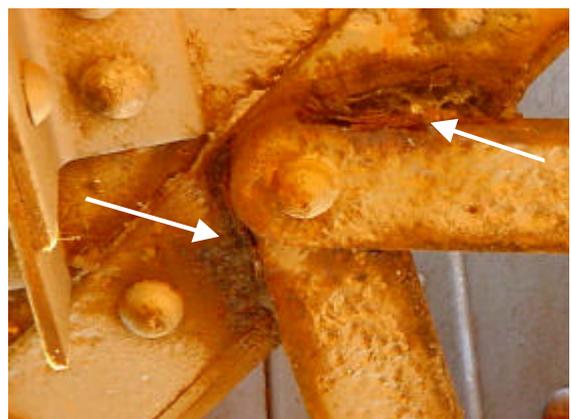
6.14 (c)



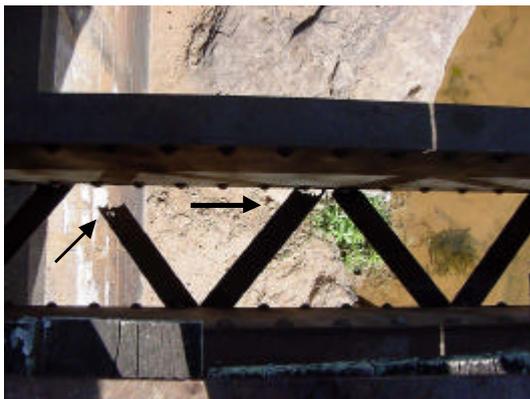
6.14 (d)



6.14 (e)



6.14 (f)



6.14 (g)



6.14 (h)



6.14 (i)



6.14 (j)

Figura 6.14 – Efeito do ataque corrosivo em elementos de ligação da ponte; nota-se degradação total de alguns componentes.

A Figura 6.15 (a-b) mostra que o guarda-corpo da ponte também apresenta acentuado ataque corrosivo. A Figura 6.15 (a) ilustra uma região onde, em função da geometria da estrutura, são criadas frestas que propiciam uma maior corrosão. A Figura 6.15 (b) mostra uma região onde a corrosão está ocorrendo acentuadamente no material, onde este não possui qualquer tipo de proteção anti-corrosiva.

Observou-se também, na ponte, que existem regiões de destacamento da pintura, onde a corrosão da estrutura tem evoluído [Figura 6.16 (a)]. No entanto, outras regiões, em decorrência de não acúmulo de eletrólito apresentam um bom estado em termos de corrosão [Figura 6.16 (b)]. Mas, a Figura 6.17 ilustra uma região onde o processo

corrosivo está evoluindo em consequência da justaposição de chapas, inclusive utilizando-se dois métodos de união: parafusagem e rebitagem. Nota-se que em função da geometria da estrutura e do acúmulo de eletrólito tem-se uma intensificação do fenômeno de corrosão.



6.15 (a)

6.15 (b)

Figura 6.15 – Corrosão metálica na região do guarda-corpo da Ponte Marechal Hermes.



6.16 (a)

6.16 (b)

Figura 6.16 – Destacamento da pintura e ataque corrosivo no material da Ponte Marechal Hermes (a); região onde o processo corrosivo tem sido menos intenso (b).



Figura 6.17 – Ataque corrosivo em chapas justapostas, unidas por parafusagem e rebitagem; nota-se o efeito mais pronunciado da corrosão na região onde o eletrólito fica retido e em locais de frestas.

6.2 - Análise Numérico-Computacional via Método dos Elementos Finitos no Programa SAP2000

A seguir serão apresentados os vários resultados obtidos e a comparação entre eles, segundo a utilização de três modelagens em elementos finitos. A descrição detalhada dessas três modelagens, tanto em termos de geometria e dos tipos de elementos finitos empregados, já foram apresentados na Seção 5.2.1. Aqui serão acrescentados alguns detalhes que não foram apresentados naquela seção com o intuito de ajudar no entendimento dos esforços obtidos ao longo da estrutura. Os três modelos para os quais são apresentados os vários resultados são descritos abaixo:

- i) **modelo de pórtico espacial:** modelagem tridimensional com elementos de pórtico espacial.
- ii) **modelo de treliça espacial:** modelo tridimensional, onde as treliças laterais principais foram rotuladas apenas em seu plano e as barras que compõem a seção transversal da ponte continuaram tendo um comportamento de pórtico. Portanto foram usados elementos de pórtico com nó rígido e de pórtico com extremidades rotuladas.

- iii) **modelo de treliça plana:** os montantes e os elementos pertencentes aos banzos inferior e superior foram discretizados com elementos de pórtico plano com nó rígido; enquanto os elementos pertencentes às diagonais, foram rotulados nas extremidades.

Esses três tipos de modelos foram adotados tanto para a Ponte 1 (ponte com ≈ 37 metros de vão) como para a Ponte 2 (ponte com ≈ 51 metros de vão).

De modo a compreender como ocorre a distribuição de esforços pela estrutura (fluxo de forças) é importante que se caracterize o sistema estrutural através dos seus sistemas componentes ou sistemas resistentes de carga. Com a identificação desses sistemas pode-se conjecturar como os esforços serão transmitidos membro a membro, dos membros para as ligações, etc. Ou seja, possibilita que se antecipe como será o desempenho estrutural. Permite também que se estabeleça as condições nas quais as modificações estruturais devam ser implementadas e que conseqüências elas podem gerar. No caso de colapso de algum nó, ou alguma peça, conhecendo a interligação dos vários sistemas resistentes de carga, pode-se prever os prováveis caminhos de fuga de esforços para outros elementos. É evidente que essas previsões de comportamento estrutural devem ser confirmadas através de um procedimento de análise estrutural, tanto mais refinado quanto mais complicados forem os sistemas resistentes e as suas interligações.

A interligação dos sistemas resistentes de cargas identificados na estrutura, tanto na direção longitudinal quanto na transversal, proporcionam o funcionamento da estrutura como uma unidade, com elevada rigidez. O grau de redundância presente na estrutura previne que a mesma venha a sofrer colapsos bruscos, permitindo uma redistribuição de esforços pelos elementos portantes da estrutura.

A PMH é uma ponte ferroviária em treliça que foi projetada segundo uma concepção convencional, onde se identifica, no plano horizontal inferior, o arranjo dos trilhos e dormentes de modo a conduzir as cargas até as longarinas e destas para as transversinas. As transversinas, localizadas no início e no fim de cada painel, recebem as cargas das longarinas e descarregam nos banzos inferiores das duas treliças laterais principais. Existe um contraventamento inferior, no plano horizontal entre os dois

banzos inferiores das treliças, e um outro superior, no plano horizontal dos banzos superiores. Verifica-se também a presença de outro contraventamento entre as longarinas, através de elementos em ziguezague. Os contraventamentos estabilizam os banzos comprimidos, proporcionam rigidez no plano horizontal e conduz a maior parte da carga de vento para os apoios da estrutura, via portais extremos. Os elementos de enrijecimento localizados nos portais intermediários (formados pelos montantes de cada treliça e a treliça superior transversal de fechamento), além das chapas metálicas localizadas inferiormente, ligando os montantes e as transversinas, proporcionam rigidez torsional à estrutura.

As cargas verticais, cargas permanentes e móvel, são resistidas pelas banzos superiores e inferiores, diagonais e montantes das treliças laterais principais. Esses elementos estruturais conduzem todas as cargas verticais, inclusive oriundas dos passeios, para os apoios localizados nas extremidades de cada subestrutura.

Para que não se perca muito tempo e não se torne uma tarefa enfadonha a análise dos vários resultados apresentados a seguir, é feita uma descrição de como esses resultados foram organizados.

Inicialmente, são apresentados os resultados obtidos em termos de valores máximos para a pior combinação de carregamento (como descrito na Seção 5.2.1), para as pontes 1 e 2, considerando a estrutura como construída (íntegra) e identificando os valores máximos dos esforços para cada tipo de sistema resistente de carga que compõe cada ponte. Assim, são apresentados os resultados para os seguintes sistemas componentes: treliças principais, contraventamentos superior e inferior. Para cada um desses sistemas, são identificadas aquelas peças mais solicitadas, tanto em termos de esforços de compressão como de tração, para os banzos superior e inferior, montante e diagonais. Desse modo, tem-se uma visão geral da localização das peças mais solicitadas e das suas magnitudes e de como os esforços estão se distribuindo pela estrutura. A localização dessas peças mais solicitadas serve de referência na análise da distribuição de danos (partes deterioradas) pela estrutura devido ao efeito da corrosão, com o objetivo de verificar se a localização daquelas peças mais solicitadas coincidem com aquelas mais deterioradas pela corrosão, o que nesse caso torna o problema da corrosão bem mais severo.

Após a apresentação dos esforços obtidos para cada modelo separadamente, é feita uma comparação, em termos de peças mais solicitadas, dos valores obtidos para os três tipos de modelos adotados. A seguir é feita uma verificação da capacidade de carga dos perfis (na sua grande maioria perfis compostos), comparando-se a maior solicitação (onde essa maior solicitação se refere àquela obtida entre os três tipos de modelagens adotadas) atuante num dado perfil com o seu limite de resistência, para cada peça estrutural.

Vistas no plano e em perspectiva das configurações deformadas geradas para cada modelo descrito acima e para a pior combinação de carregamento são mostradas com o objetivo de se ter uma visão geral dos deslocamentos pela estrutura e da ordem de grandeza dos deslocamentos máximos observados.

As várias análises acima descritas são realizadas para as Pontes 1 e 2. É importante verificar, como já era esperado, que a Ponte 2 apresenta o mesmo tipo de comportamento observado para a Ponte 1, já que as diferenças entre ambas são muito pequenas, dizendo respeito basicamente à diferença observada na seção transversal de alguns dos elementos pertencentes à diagonal, montante ou banzos, seja em relação aos perfis que compõem a seção transversal, seja no arranjo desses perfis na seção transversal. Além, é claro, da ordem de grandeza dos valores obtidos para os esforços já que a ponte 2 possui um vão da ordem de 40% maior que o da Ponte 1. Sendo assim, praticamente todas as observações que são feitas, em termos de análise de resultados, para a Ponte 1 também são válidas para a Ponte 2.

Finalmente, para caracterizar a influência da corrosão na capacidade de carga da estrutura, é introduzida, ainda numa forma preliminar e inicial, uma hipótese de dano naquelas barras para as quais foi observada uma maior deterioração e que se apresenta com um certo padrão de distribuição de corrosão.

6.2.1 – Ponte 1

A seguir serão apresentados os resultados e as discussões referentes à Ponte 1. Todos os esforços máximos obtidos são para a combinação de carregamento três (COMB3), que corresponde a: peso próprio, sobrecarga (carga dos passeios laterais),

impacto lateral, vento na ponte carregada e carga móvel, considerando os coeficientes de majoração das ações dados pela norma.

6.2.1.1 – Pórtico Espacial

As Figuras 6.18 (a) – 6.21 (a) mostram a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 1 como Pórtico Espacial e as Figuras 6.18 (b) – 6.21 (b) mostram os valores das solicitações para essas barras.

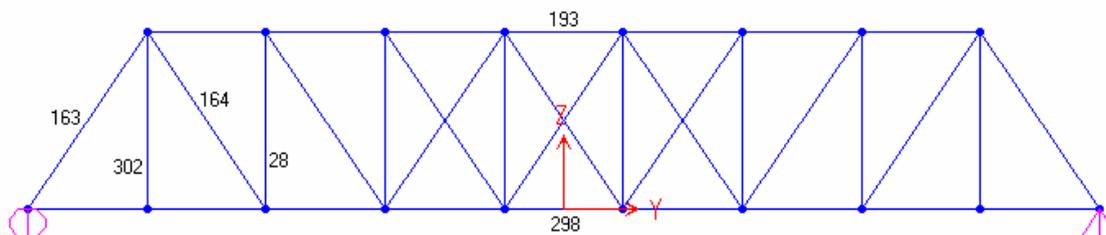


Figura 6.18 (a) – Localização dos elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 1.

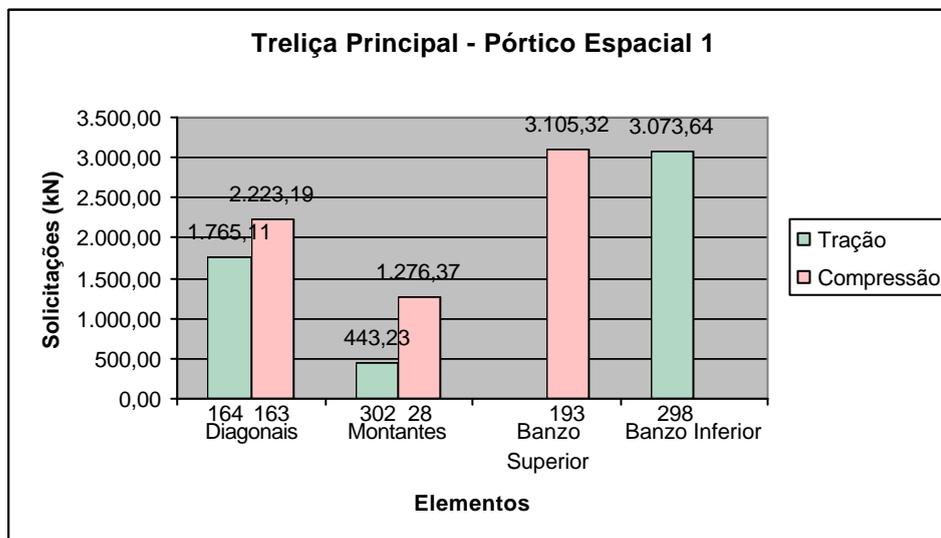


Figura 6.18 (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 1.

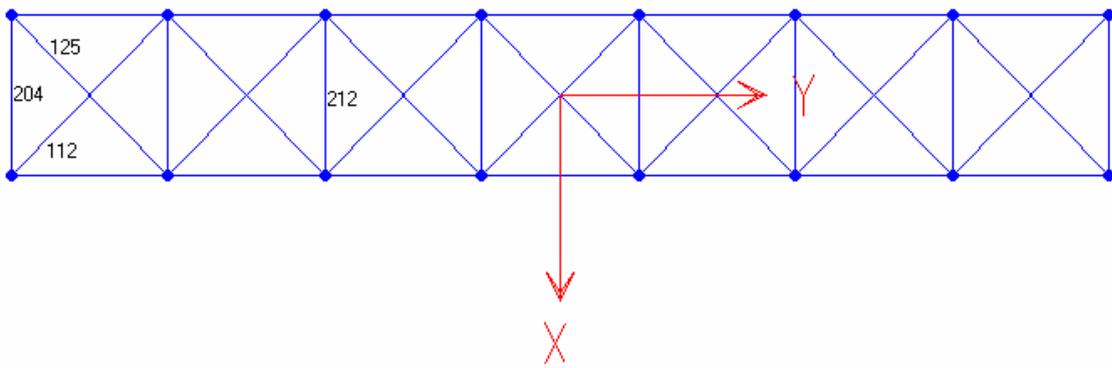


Figura 6.19 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 1.

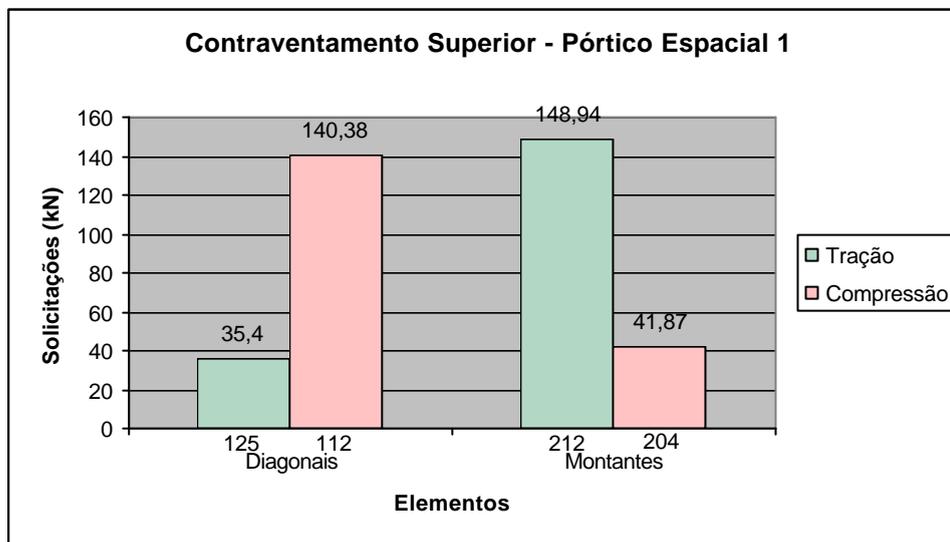


Figura 6.19 (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 1.

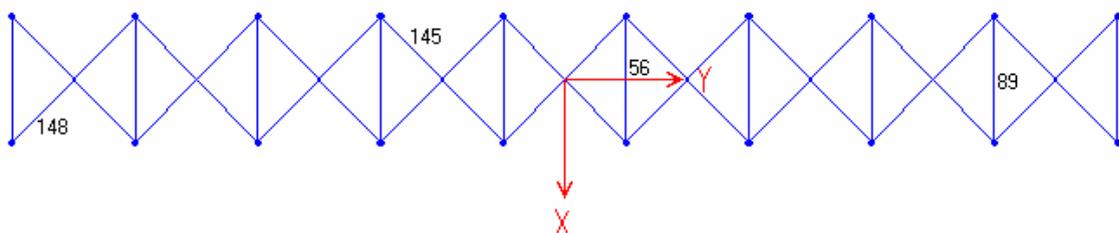


Figura 6.20 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 1.

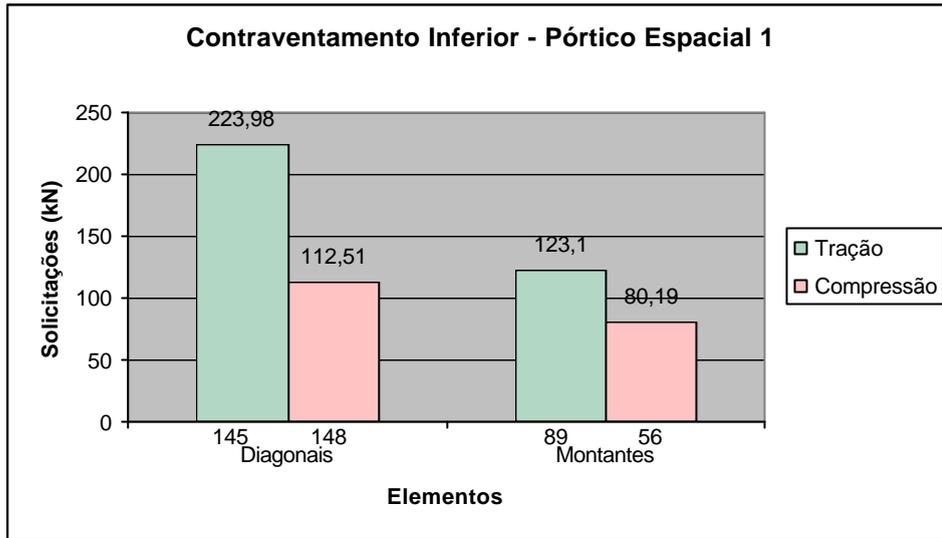


Figura 6.20 (b) – Maiores solicitações no contraventoamento inferior da Ponte 1.

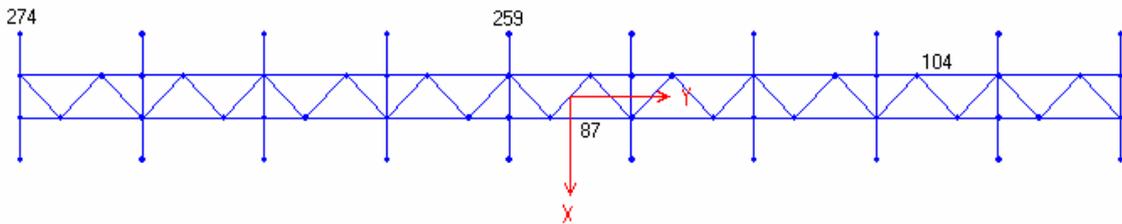


Figura 6.21 (a) – Localização das transversins e longarinas mais solicitadas da Ponte1.

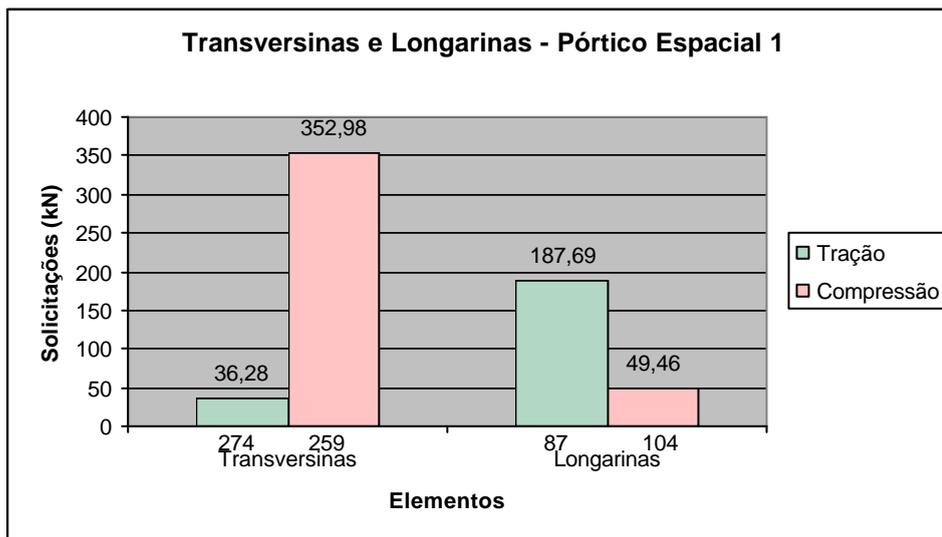


Figura 6.21 (b) – Maiores solicitações nas transversins e longarinas da Ponte 1.

6.2.1.2 – Treliça Espacial

As Figuras 6.22 (a) – 6.25 (a) mostram a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 1 como Treliça Espacial e as Figuras 6.22 (b) – 6.25 (b) mostram os valores das solicitações para essas barras.

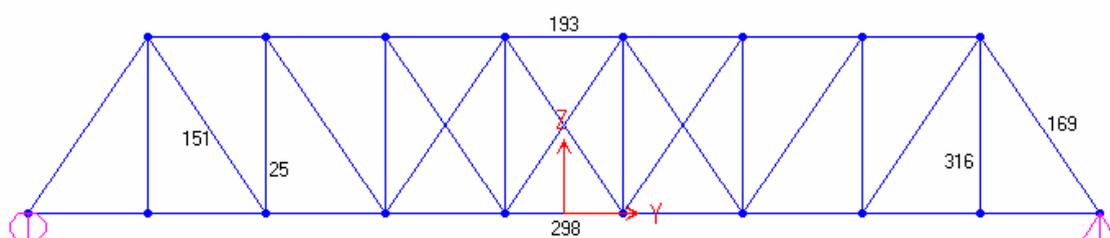


Figura 6.22 (a) – Localização dos elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 1.

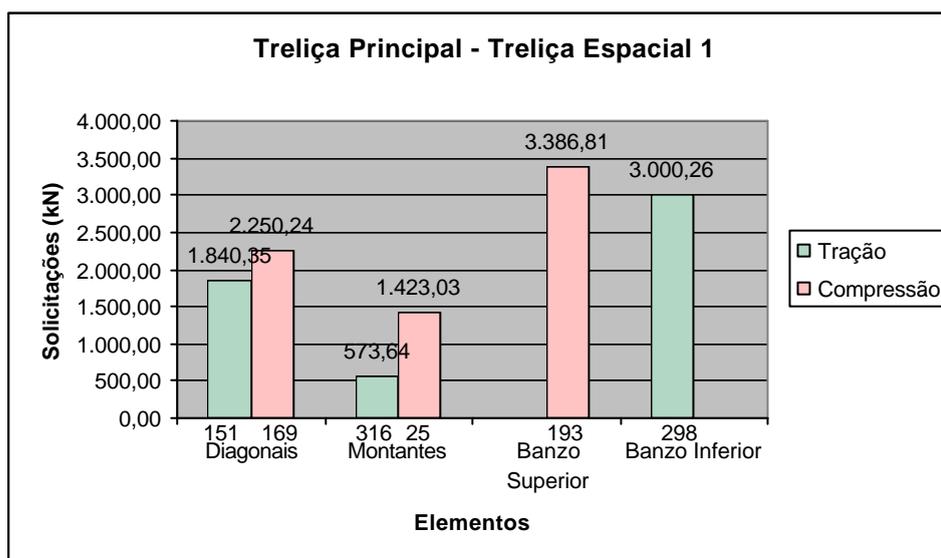


Figura 6.22 (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 1.

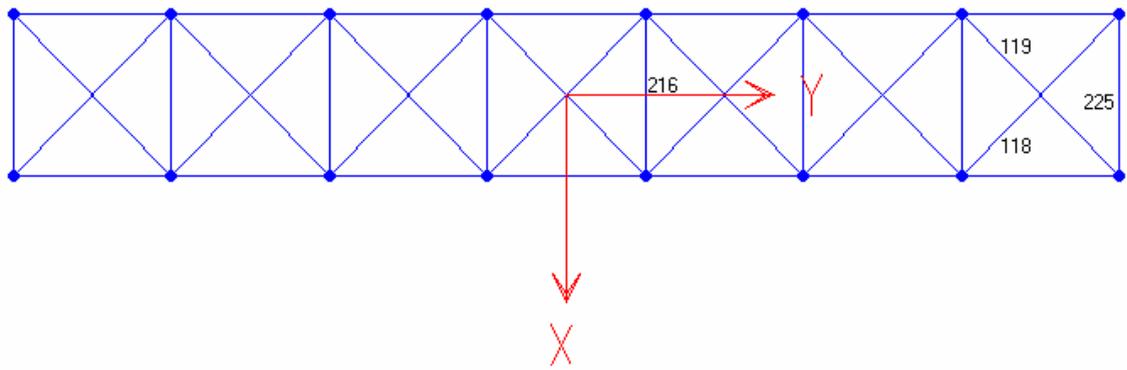


Figura 6.23 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 1.

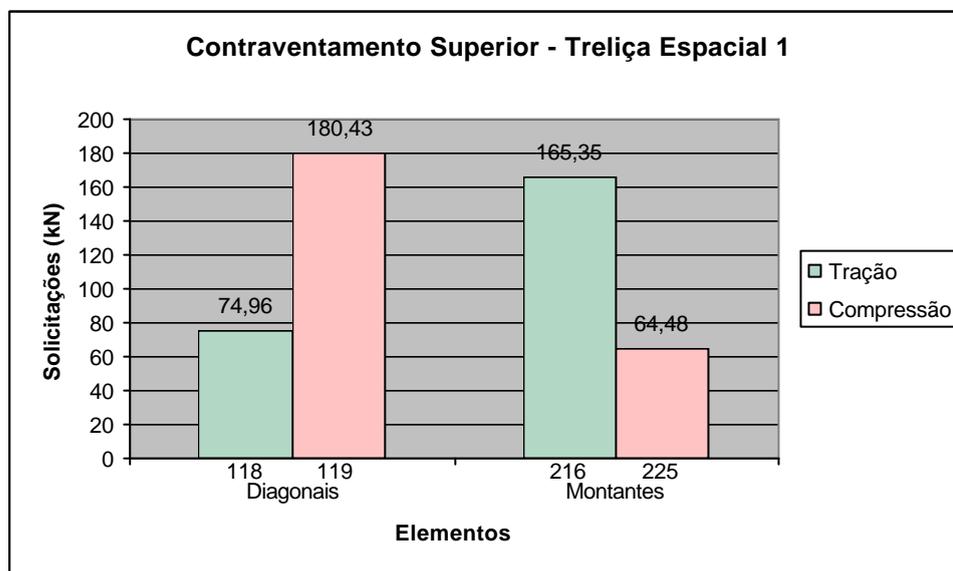


Figura 6.23 (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 1.

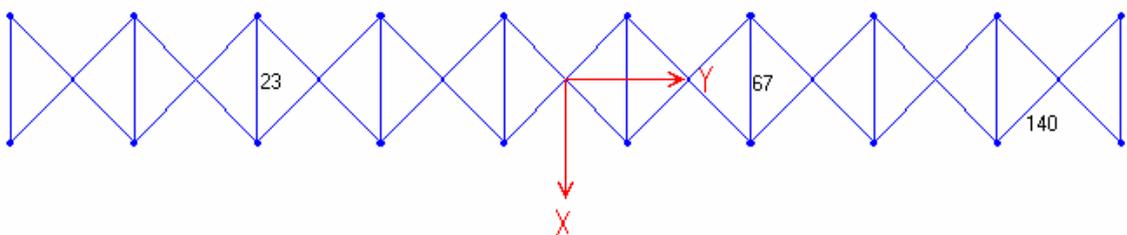


Figura 6.24 (a) – Localização dos elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 1.

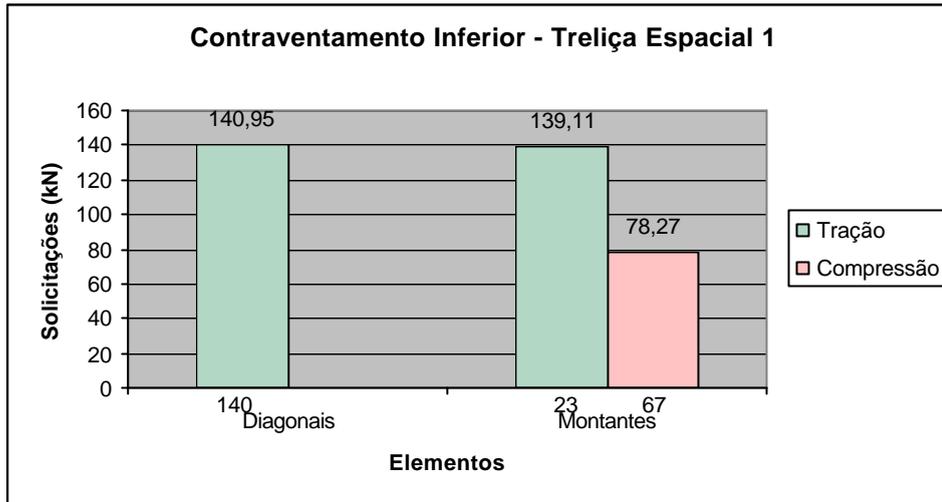


Figura 6.24 (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 1.

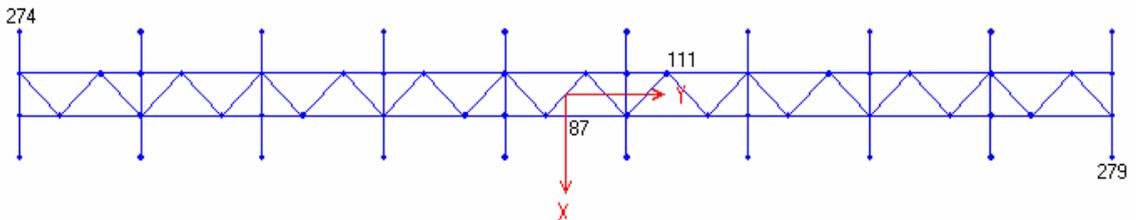


Figura 6.25 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 1.

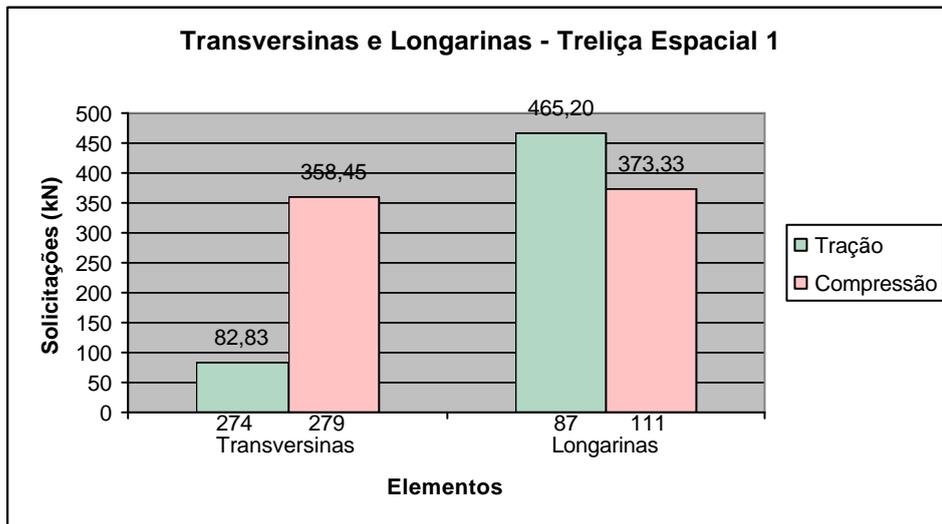


Figura 6.25 (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 1.

6.2.1.3 – Treliça Plana

A Figura 6.26 (a) mostra a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 1 como Treliça Plana e a Figura 6.26 (b) mostra os valores das solicitações para essas barras.

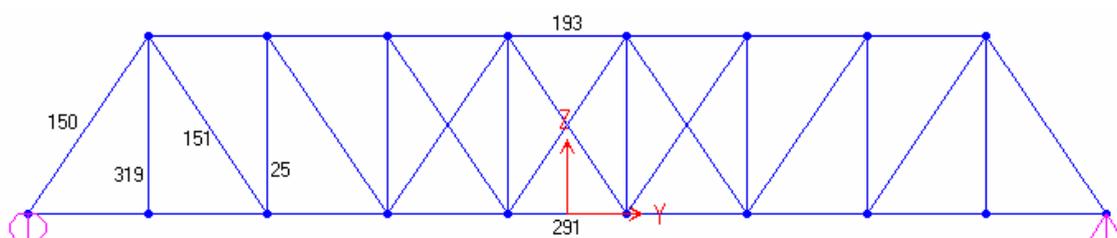


Figura 6.26 (a) – Localização dos elementos mais solicitados da Ponte 1.

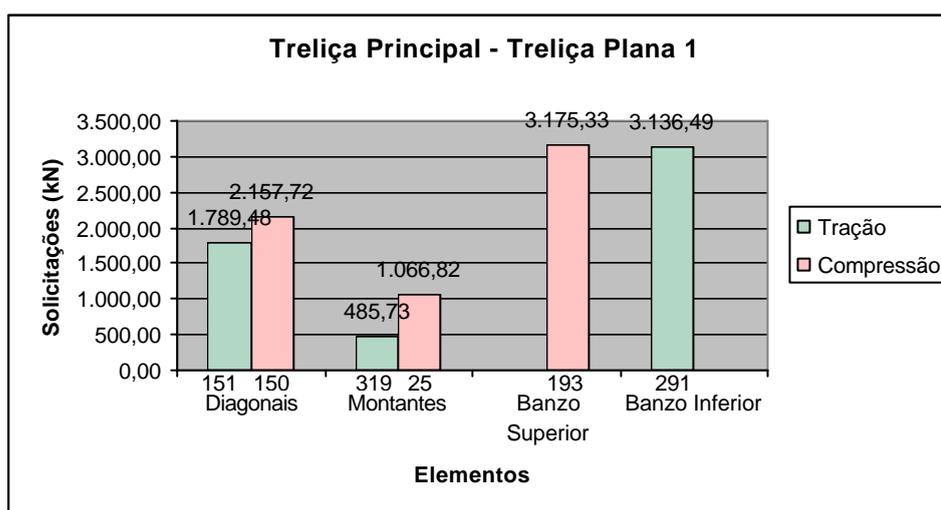


Figura 6.26 (b) – Maiores solicitações da Ponte 1.

6.2.1.4 – Comparação entre os modelos

As Figuras 6.27 – 6.36 mostram uma comparação, entre os modelos, dos elementos mais solicitados na Ponte 1. O critério para essa comparação foi considerar a barra mais solicitada no modelo de treliça plana e compará-la à mesma barra nos outros modelos. Para os elementos não existentes no modelo de treliça plana considerou-se o elemento mais solicitado entre os outros dois modelos.

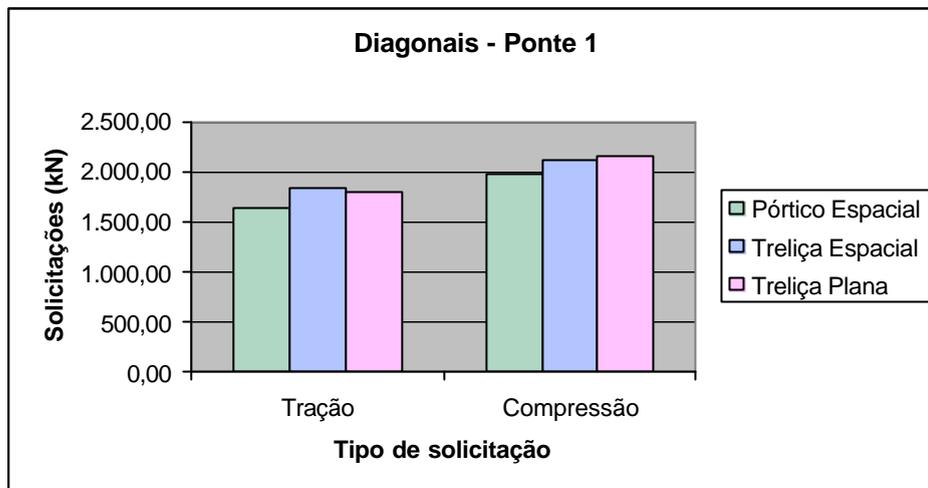


Figura 6.27 – Comparação entre as diagonais, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 151 e compressão na barra 150.

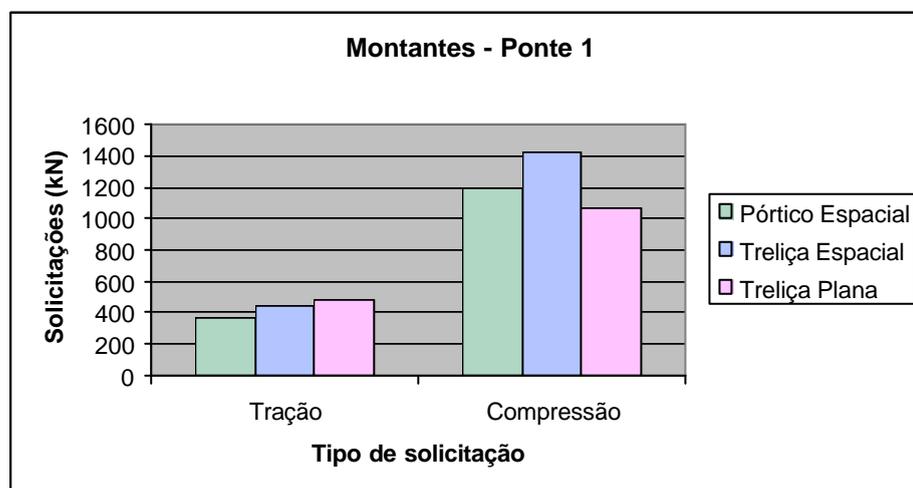


Figura 6.28 – Comparação entre os montantes, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 319 e compressão na barra 25.

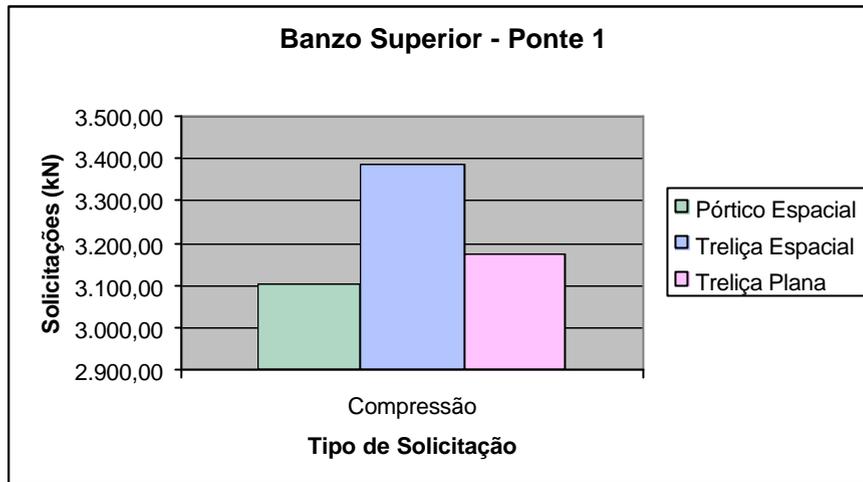


Figura 6.29 – Comparação entre o banzo superior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Compressão na barra 193.

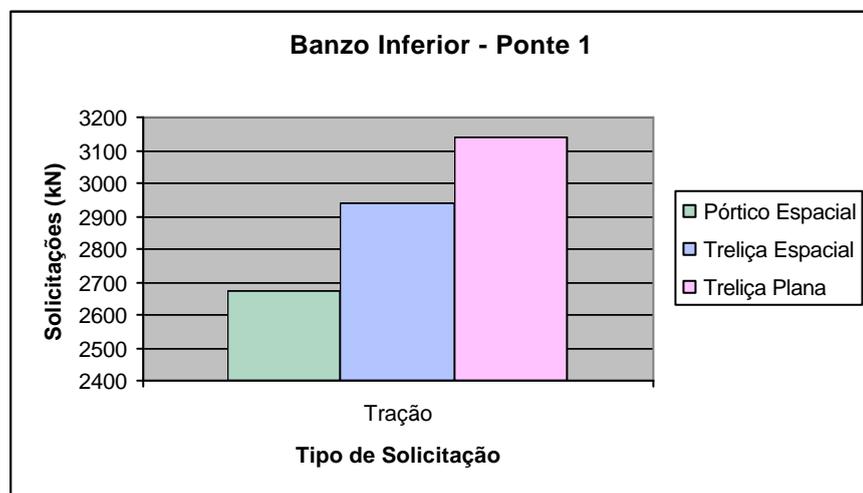


Figura 6.30 – Comparação entre o banzo inferior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 291.

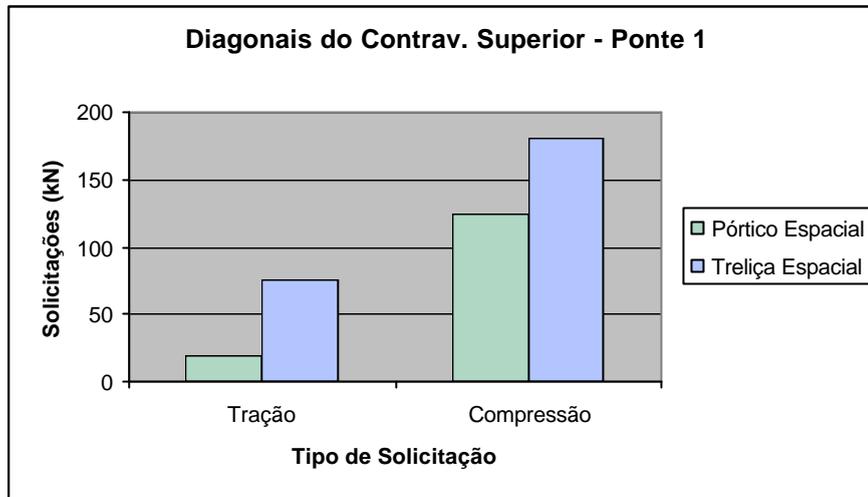


Figura 6.31 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 125 e compressão na barra 112.

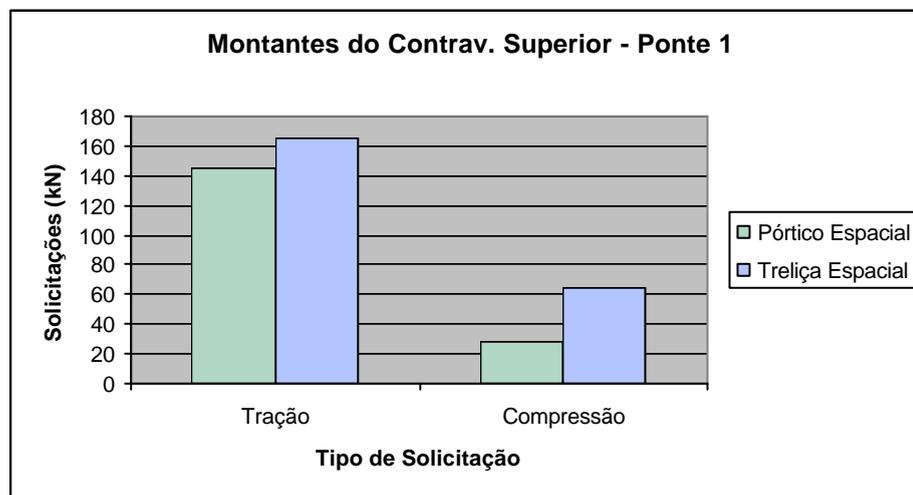


Figura 6.32 – Comparação entre os montantes, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 206 e compressão na barra 204.

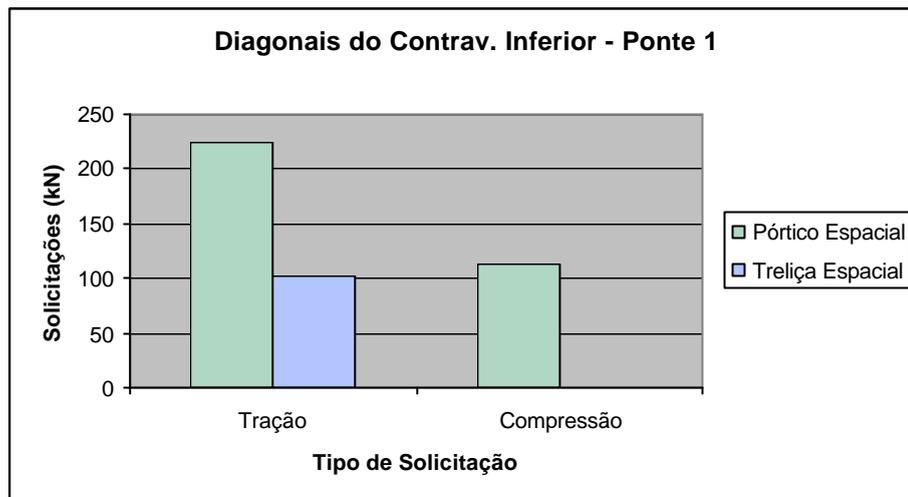


Figura 6.33 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 131 e compressão na barra 148.

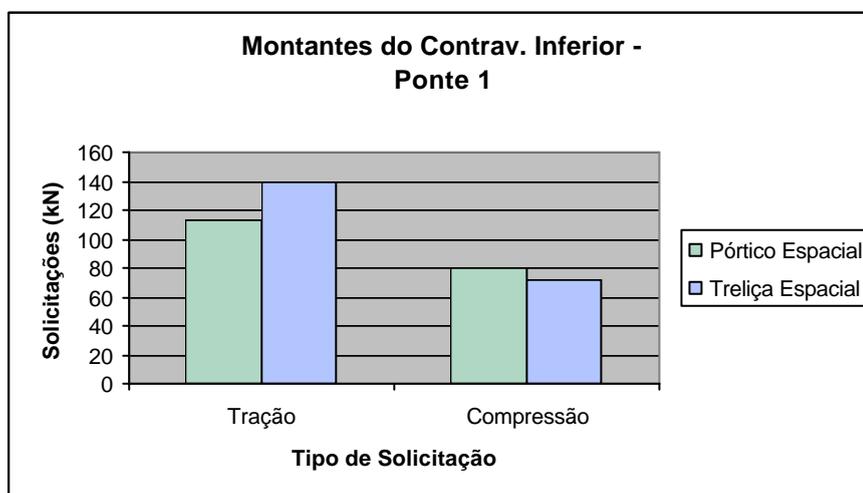


Figura 6.34 – Comparação entre os montantes, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 1; Tração e compressão na barra 10.

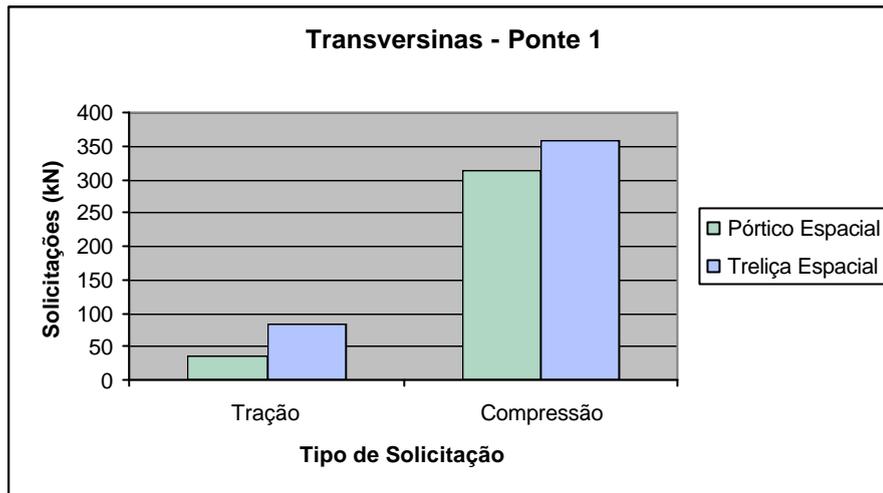


Figura 6.35 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 276 e compressão na barra 274.

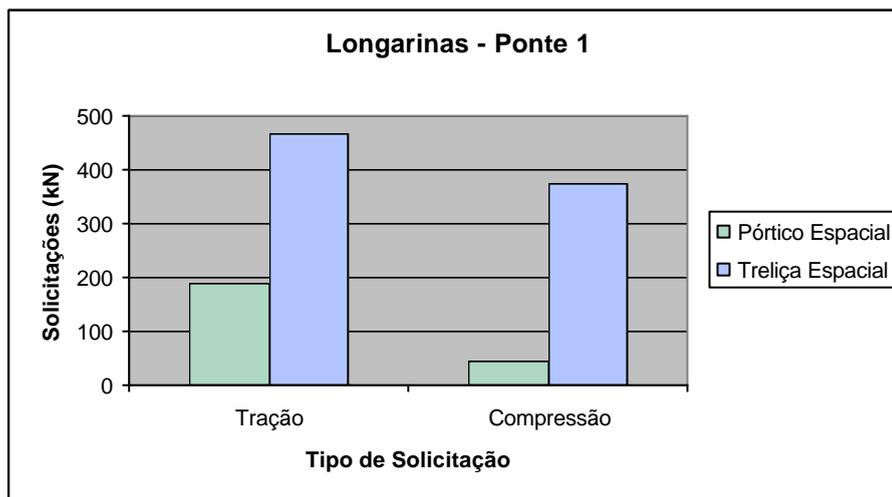


Figura 6.36 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 1; Tração na barra 182 e compressão na barra 175.

Com base nos resultados apresentados acima, é possível verificar como ocorre a distribuição dos esforços pela estrutura e que barras estão submetidas às maiores solicitações de acordo com cada modelo utilizado. Com os modelos espaciais é possível verificar o efeito da tridimensionalidade da estrutura nos valores e distribuição dos esforços finais pela estrutura. As seguintes observações podem ser feitas sobre os resultados obtidos:

- i) É verificado que a distribuição de esforços nas treliças principais, quanto aos seus valores máximos, para os três tipos de modelos usados ocorrem para os mesmos elementos. Portanto, de um certo modo, pode-se dizer que o efeito da tridimensionalidade para a distribuição de esforços para a treliça principal, que é o sistema componente responsável pela condução das cargas na estrutura como um todo para os apoios, não é importante.
- ii) Pelos valores e distribuição de esforços pelos sistemas componentes é possível notar a importância de cada sistema e certificar se a caracterização dos sistemas estruturais em termos dos sistemas resistentes de carga está de acordo com os resultados obtidos. Como era esperado, as treliças principais são os sistemas portantes mais importantes, pois se apresentam suportando os maiores esforços, seguidas dos sistemas correspondentes às longarinas e transversinas, e estes por sua vez dos sistemas correspondentes aos contraventamentos inferior e superior. Para as treliças principais, tem-se os banzos superior e inferior como os elementos principais, seguidos das diagonais e montantes.

Na Tabela 6.1 são apresentados os valores médios aproximados para a treliça principal (compressão e tração) e valores máximos médios observados para cada um dos outros sistemas componentes de acordo com o tipo de modelo utilizado.

Tabela 6.1 - Valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente de acordo com o tipo de modelo.

Sistemas Componentes		Pórtico Espacial	Treliça Espacial	Treliça Plana
Treliça Principal	Banzo Superior/inferior	310 tf	319 tf	315 tf
	Diagonais	200 tf	200 tf	198 tf
	Montantes	90 tf	99 tf	77 tf
	Longarinas e Transversinas	41 tf		-----
Contraventamento Inferior		18 tf		-----
Contraventamento Superior		16 tf		-----

- iii) Em termos de valores médios, verifica-se que o modelo em treliça plana, para os elementos dos banzos superior e inferior, apresenta-se com valores intermediários entre aqueles apresentados pelo modelo de pórtico (menores valores) e treliça espacial (maiores valores). Já para os montantes, o modelo de treliça plana se apresenta com os menores valores.

- iv) É importante verificar a diferença nos esforços quando se considera os seus sinais, se compressão ou tração. Em geral, é verificado que o modelo em pórtico espacial é aquele que se apresenta com os menores esforços, alternando essa posição ora com o modelo em treliça espacial ora com o modelo em treliça plana, dependendo se o esforço é tração ou compressão. É importante enfatizar também que os valores dos esforços obtidos para os três modelos, para aqueles elementos mais solicitados da treliça principal, não são muito dissonantes, apresentando-se com uma diferença de valores que na média deve ficar no máximo em torno de 10%. É observado que essa diferença é significativa para aqueles elementos pertencentes à longarina, quando se comparam os modelos espaciais de treliça e pórtico.

Portanto, dos comentários acima e da análise dos gráficos e figuras apresentados, pode-se concluir que em termos dos esforços normais, pelo menos para aqueles elementos pertencentes à treliça principal, o tipo de modelagem não teve tanta influência nos valores obtidos. Quanto aos esforços obtidos para os outros sistemas componentes, como contraventamentos, longarina e transversina, salvo algumas exceções, como observado para a longarina, a ordem de grandeza dos esforços não é tão diferente, mudando apenas a localização e o tipo de elemento (montante, diagonal ou banzo) para o qual esse esforço ocorre. Por outro lado, é preciso que se tenha em mente, que não foram analisados os valores dos momentos fletores que surgem quando da modelagem com elementos de pórtico, que no caso de pontes em treliça, são considerados como efeitos secundários. É importante se frisar, que dependendo da ordem desses momentos, pode-se ter problemas na verificação da capacidade de carga dos perfis que compõem as peças estruturais, já que a mesma teria de ser verificada

quanto à flexão oblíqua composta, constituindo-se numa verificação mais restritiva do que aquela correspondente a uma compressão simples.

6.2.1.5 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo a Norma Brasileira

As Figuras 6.37 – 6.44 mostram uma comparação entre a maior solicitação em cada perfil (F), da Ponte 1, e sua resistência (F_R). Para essa comparação considerou-se a maior tração e maior compressão em cada perfil, observados em um dos três tipos de modelos usados, e verificou-se, através do Método dos Estados Limites, se eles atendem ao que é especificado na norma. Esses valores encontram-se listados no Anexo V. O procedimento adotado para verificação da capacidade de carga dos perfis encontra-se descrito na Seção 5.2.1.

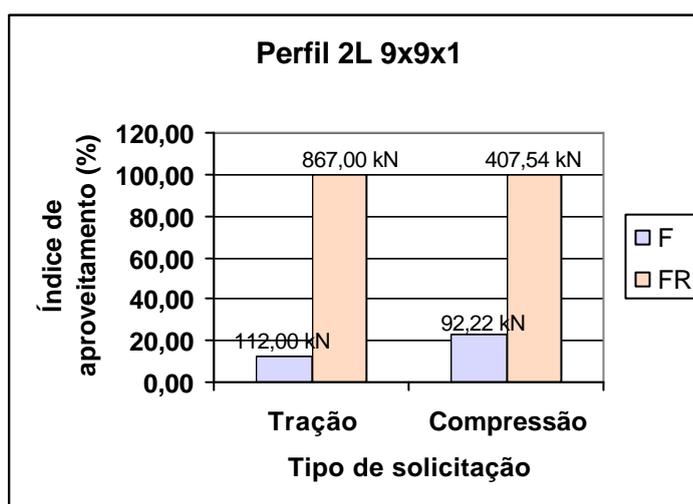


Figura 6.37 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x1 (elementos de enrijecimento dos pórticos transversais) e sua resistência.

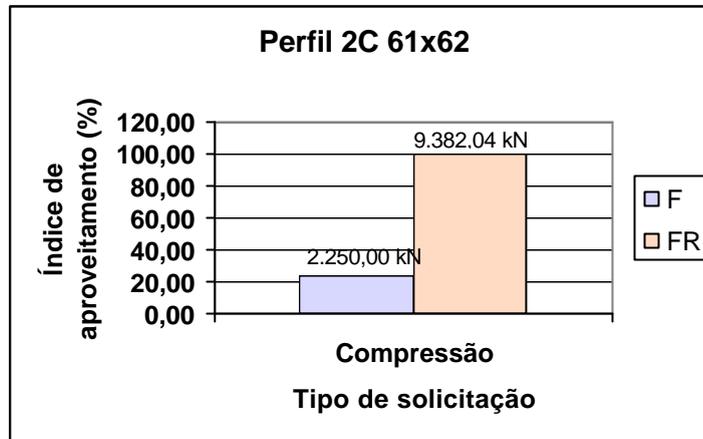


Figura 6.38 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 61x62 (primeira diagonal da treliça principal) e sua resistência.

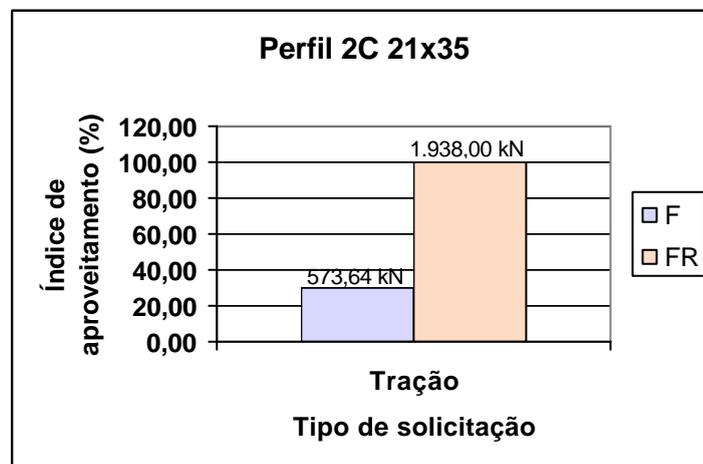


Figura 6.39 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 21x35 (primeiro montante da treliça principal) e sua resistência.

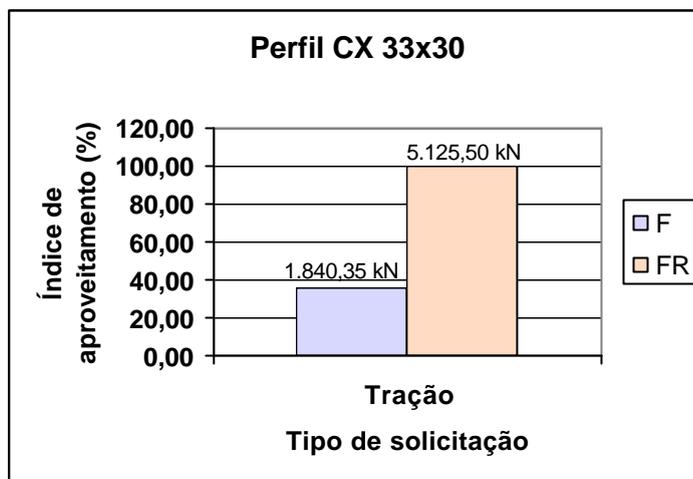


Figura 6.40 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x30 (segunda diagonal da treliça principal) e sua resistência.

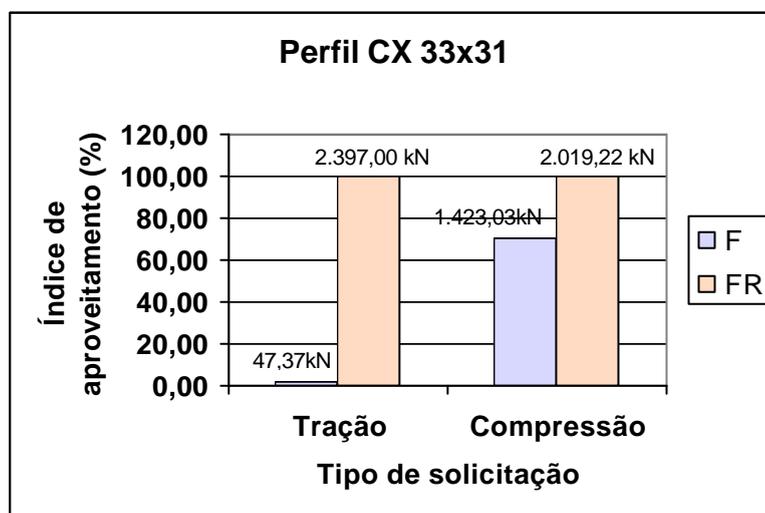


Figura 6.41 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x31 (segundo montante da treliça principal) e sua resistência.

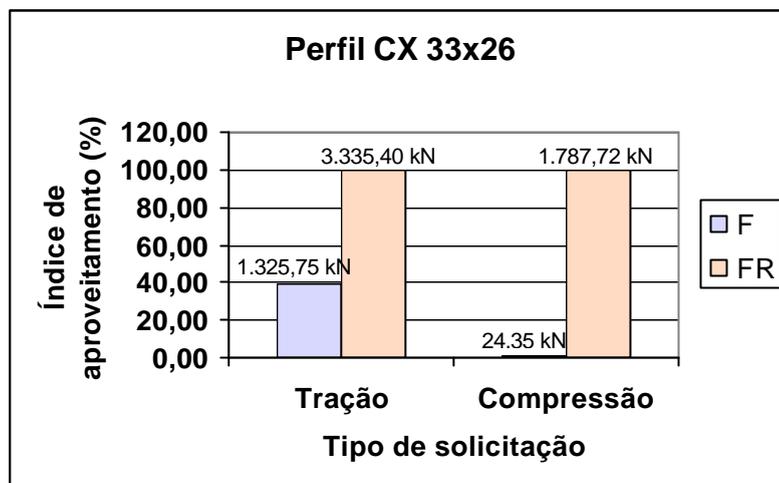


Figura 6.42 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x26 (terceira e quarta diagonais da treliça principal) e sua resistência.

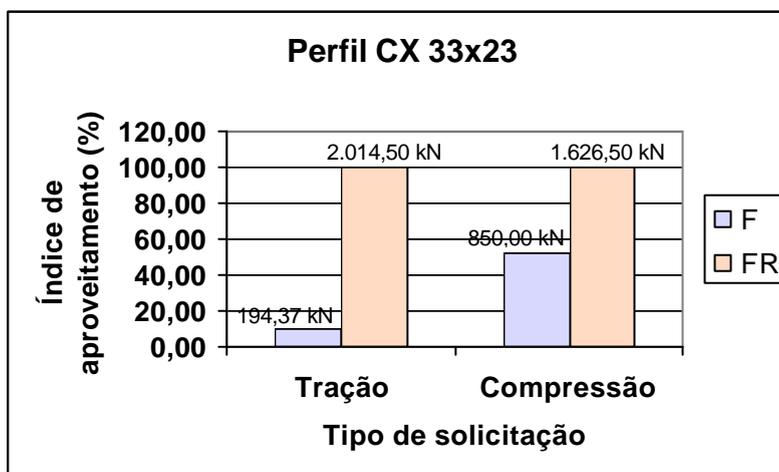


Figura 6.43 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x23 (terceiro e quarto montantes da treliça principal) e sua resistência.

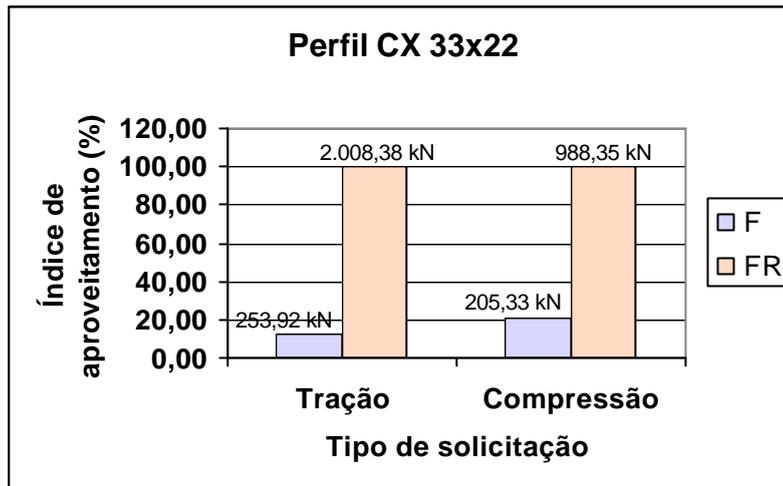


Figura 6.44 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 33x22 (sexta diagonal da treliça principal) e sua resistência.

As Figuras 6.44 – 6.50 mostram uma comparação entre a maior solicitação em cada perfil, da Ponte 1, e sua resistência. Para essa comparação considerou-se a maior tração e maior compressão em cada perfil, observados em um dos três tipos de modelos.

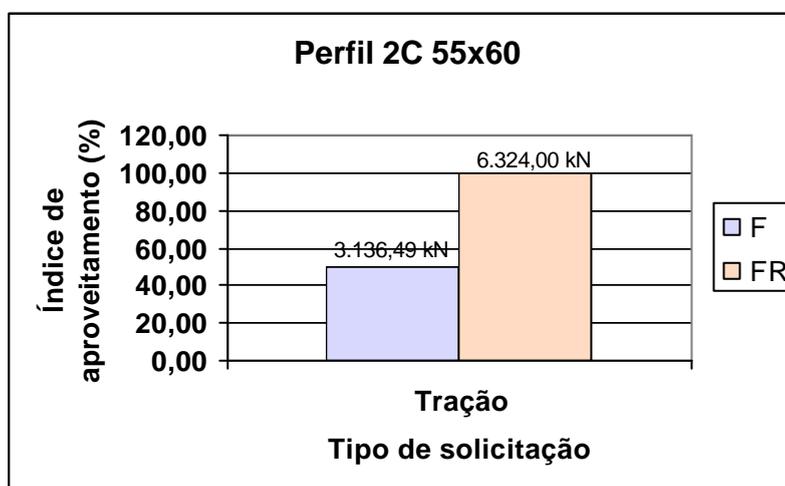


Figura 6.45 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 55x60 (banzo inferior da treliça principal) e sua resistência.

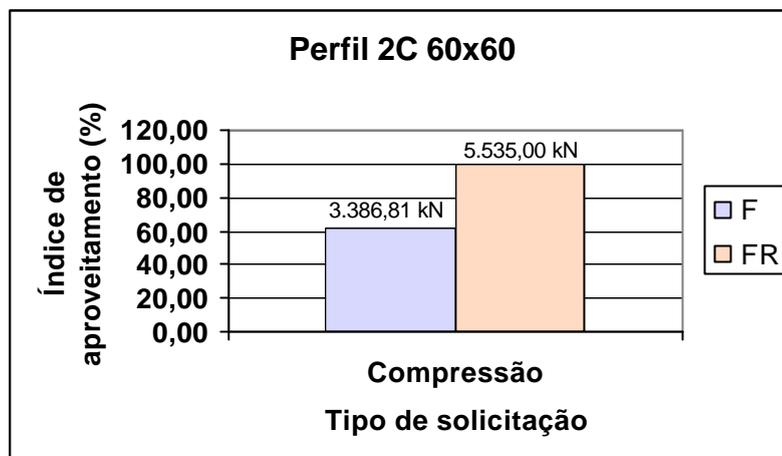


Figura 6.46 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x60 (banzo superior da treliça principal) e sua resistência.

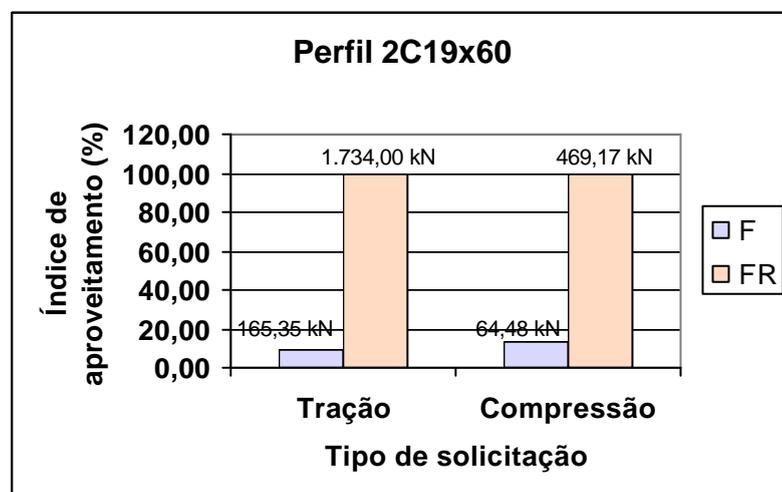


Figura 6.47 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 19x60 (montantes do contraventamento superior) e sua resistência.

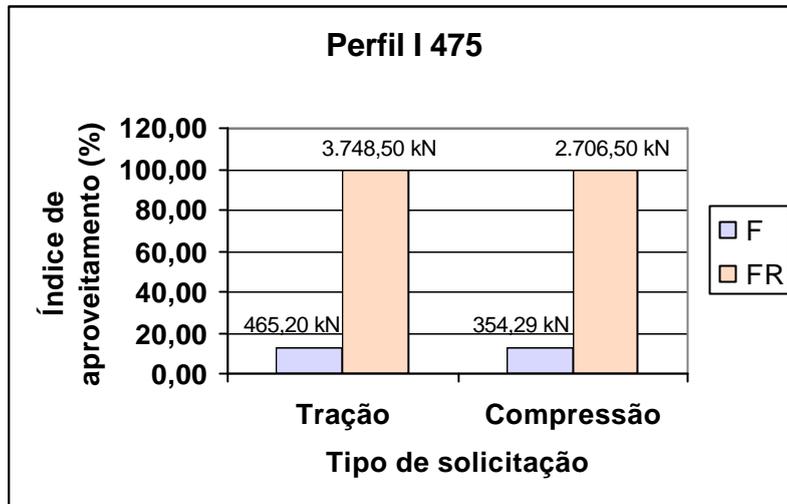


Figura 6.48 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 475 (longarinas) e sua resistência.

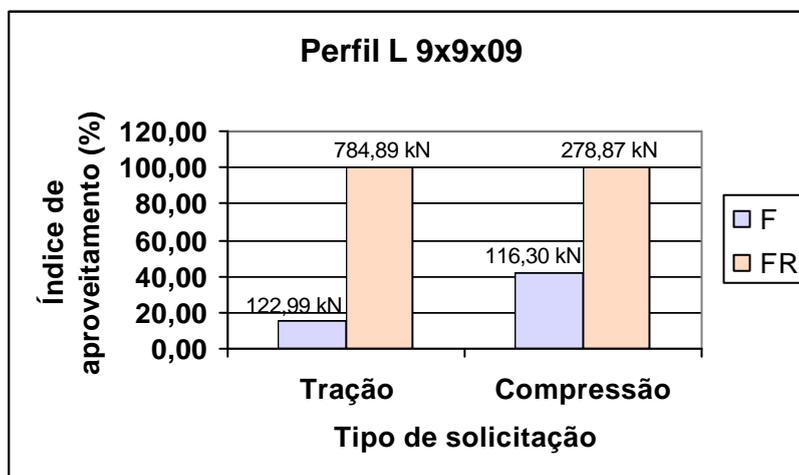


Figura 6.49 – Comparação entre a maior solicitação no perfil L 9x9x09 (contraventamento das longarinas) e sua resistência.

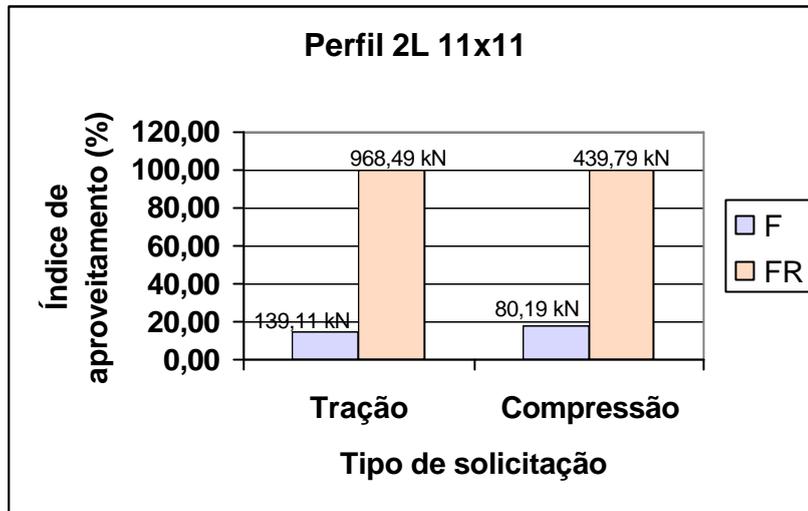


Figura 6.50 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 11x11 (montantes do contraventamento inferior) e sua resistência.

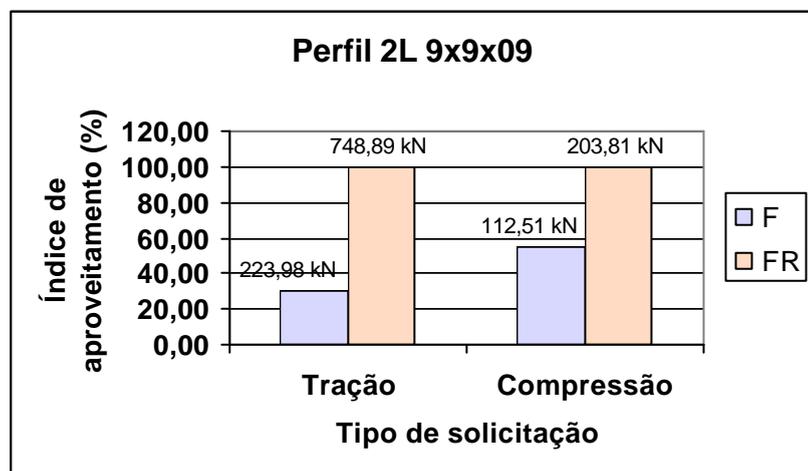


Figura 6.51 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x09 (diagonais do contraventamento inferior) e sua resistência.

Antes de serem apresentados alguns comentários, é importante citar que infelizmente não se dispõe dos valores usados para carga móvel no projeto da ponte. Sendo assim, foi aplicado o trem-tipo sugerido pela Norma Brasileira, correspondente ao TB-240, como já visto na Seção 5.2.1. Outro ponto que merece menção aqui, é que todos os resultados apresentados acima se referem aos valores de resistência das peças calculados supondo às peças submetidas somente a esforços axiais, sejam de tração ou compressão, mesmo quando as mesmas estavam submetidas a momentos fletores. Neste último caso, os esforços devidos à flexão foram transformados em esforços axiais correspondentes e então somados aos esforços axiais já existentes. Deve-se frisar que em todos os modelos usados foi verificada a presença de momentos fletores, muitos deles significativos.

A verificação da capacidade de carga dos perfis, de acordo com a sua distribuição pelas peças estruturais, é uma etapa importante pois possibilita verificar a reserva ou não de resistência de cada perfil em relação ao esforço solicitante atuante, além de permitir identificar a localização das peças com maiores folgas de resistência. Com isso, tem-se um espectro daquelas peças que se encontram com folga e daquelas que estão no seu limite de resistência, ou até mesmo, que estão sob solicitações além das que são possíveis suportarem.

Nos gráficos acima, os valores mostrados em azul se referem aos esforços máximos solicitantes atuantes nas peças estruturais e em vermelho, à capacidade máxima de resistência da peça. Fazendo uma análise dos valores, nota-se que todos os perfis apresentam uma reserva de resistência considerável, mesmo aqueles que pertencem às treliças principais, cujos elementos são os mais solicitados, como já comentado anteriormente. Percebe-se ainda que mesmo para o perfil mais solicitado, somente 60% de sua capacidade de resistência está sendo usada.

Seria interessante que se dispusesse dos critérios de dimensionamento que foram empregados quando do projeto da ponte, a fim de se comparar valores obtidos segundo os critérios atuais com aqueles da época de projeto.

6.2.1.6 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo as Especificações da AISC-ASD89 (norma americana) via Verificação Automática Usando o SAP2000

A seguir estão apresentadas as verificações feitas pelo SAP2000, utilizando a norma AISC-ASD89. Essas verificações foram feitas tanto para a Ponte 1 como para a Ponte 2. Foram feitas verificações para os modelos de pórtico espacial, treliça espacial e treliça plana para os trens-tipo TB 240 e TB 170. As Figuras 52 – 54 mostram os planos, correspondentes aos sistemas componentes, onde se encontram as **barras que não passaram na verificação**. Pode-se ver também nestas figuras, através da escala de cores, o índice de aproveitamento dos perfis. Valores em vermelho indicam aquelas barras que não atendem às especificações de norma.

a) Modelo de Pórtico Espacial – TB 240

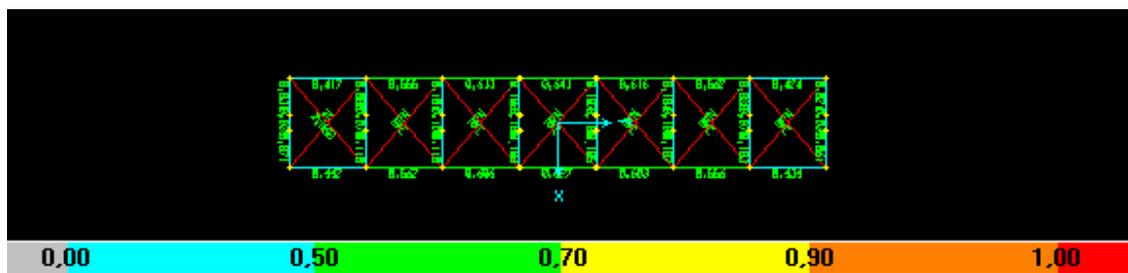


Figura 6.52 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 240.

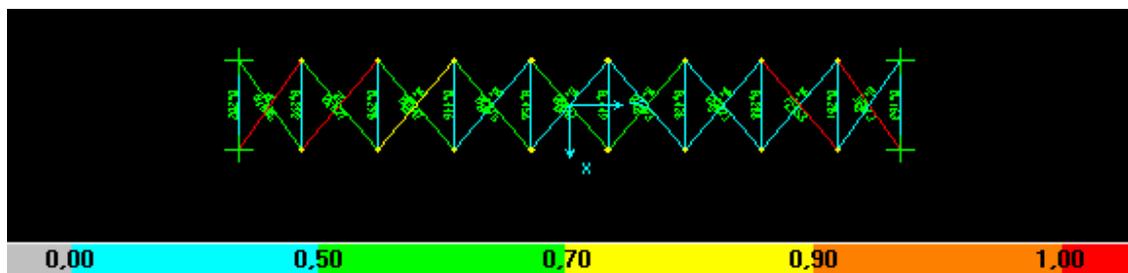


Figura 6.53 - Contraventamento inferior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 240.

b) Modelo de Treliça Espacial – TB 240

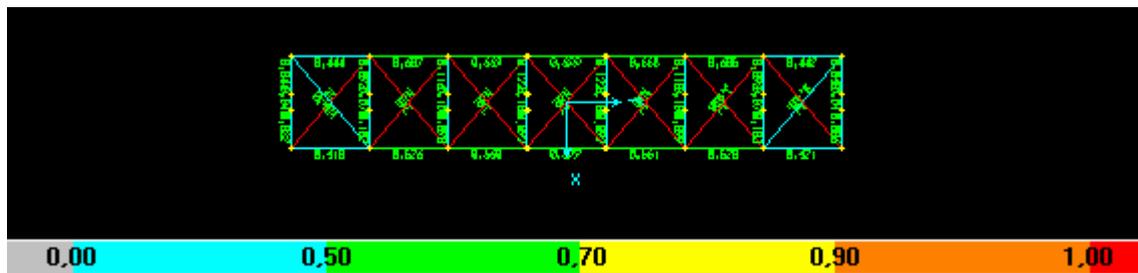


Figura 6.54 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como treliça espacial; TB 240.

Para a estrutura modelada como treliça plana, todas as barras passaram na verificação. Tanto na modelagem como pórtico espacial quanto na de treliça espacial, verifica-se que todos os elementos das treliças principais, responsáveis pelo suporte das maiores cargas da ponte, atendem às especificações de norma. No entanto, é verificado que quase todas as peças em diagonal do contraventamento superior, seja no modelo de pórtico ou de treliça, não passaram na verificação. Para o modelo de pórtico espacial, certamente isso se deve ao tipo de elemento que é usado para discretizar essas peças componentes dos contraventamentos, ou seja, elemento de pórtico com nós rígidos nas extremidades, fazendo com que essas peças fiquem submetidas a esforços de flexão. O mesmo deve estar ocorrendo para a modelagem como treliça espacial.

É importante verificar também que a maior parte dos perfis está submetida aproximadamente entre 50 e 70 % da sua capacidade máxima de resistência. O que indica uma certa folga, mesmo quando muitos dos elementos estão sendo verificados à solicitação oblíqua composta, devido à presença dos momentos e esforços axiais.

Por não se saber exatamente para que tipo de carga móvel a ponte foi projetada e como alguns elementos não passaram na verificação, embora se acredite que aquilo se deve às observações feitas anteriormente, se fez novas verificações para os três tipos de modelos, só que agora utilizando o TB 170 como carga móvel, cujos valores das cargas podem ser vistos na Seção 5.2.1. Antes, porém, de apresentar os resultados, transcreve-se parte da norma brasileira que estabelece as cargas móveis que devem ser adotadas para pontes ferroviárias.

De acordo com o carregamento a que a via estiver sujeita o TB deve ser um dos seguintes abaixo relacionados:

- TB-360: para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes;
- TB-270: para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral;
- TB-240: para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;
- TB-170: para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas

Pela descrição dos trens-tipo, é de se esperar que a ponte tenha sido projetada para o TB-360 ou TB-270, já que a mesma fazia parte da rota do minério naquela época.

c) Modelo de Pórtico Espacial – TB 170

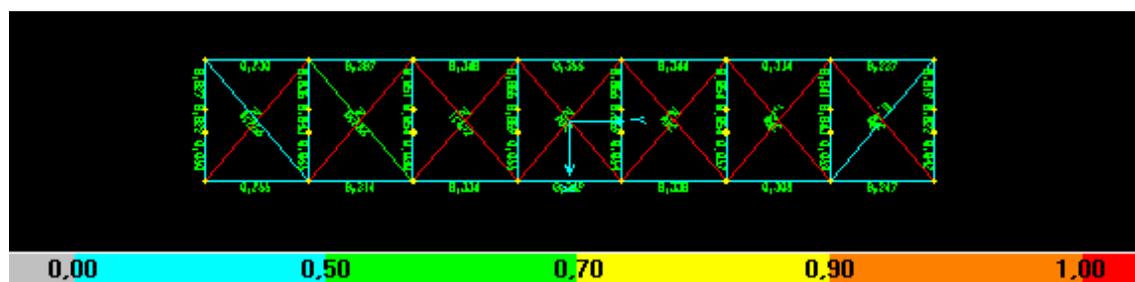


Figura 6.55 - Contraventamento Superior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 170.

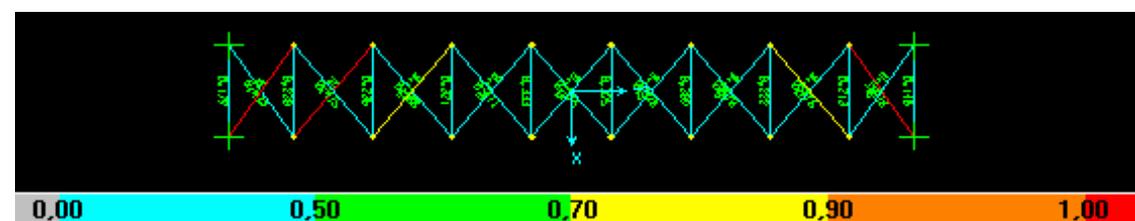


Figura 6.56 - Contraventamento inferior da Ponte 1 modelada como pórtico espacial; TB 170.

d) Modelo de Treliça Espacial – TB 170

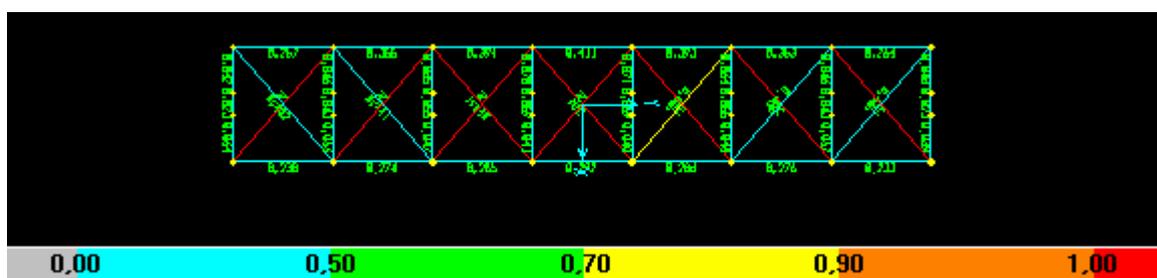


Figura 6.57 - Contraventamento superior da Ponte 1 modelada como treliça espacial; TB 170.

Verifica-se um comportamento completamente semelhante àquele observado para os três tipos de modelos quando submetidos ao TB 240. Mais uma vez, as peças que não passaram na verificação correspondem àquelas do contraventamento superior e/ou inferior. O que certamente se deve aos mesmos comentários já feitos para o TB 240. Aqui, percebe-se obviamente que as outras peças estão sendo ainda menos solicitadas e portanto com maiores folgas de resistência.

6.2.1.7 – Deslocamento dos Nós

As Figuras 6.58 (a) e (b) – 6.60 mostram a configuração deformada dos modelos da Ponte 1 devido à combinação de carregamento COMB 3.

A modelagem como pórtico espacial apresentou maior deslocamento no nó 65. Esse deslocamento foi de 5,46 mm em X, 8,74 mm em Y e -45,16 mm em Z.

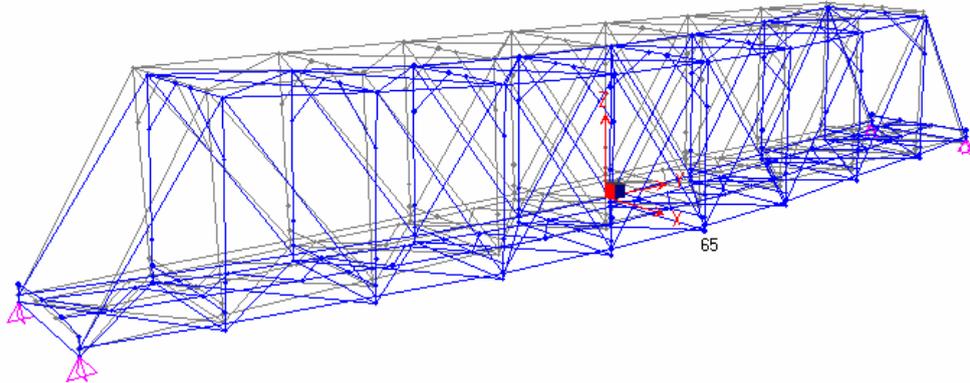


Figura 6.58 (a) – Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 1; maior deslocamento: nó 65 (5,46mm em X, 8,74 mm em Y e -45,16 mm em Z).

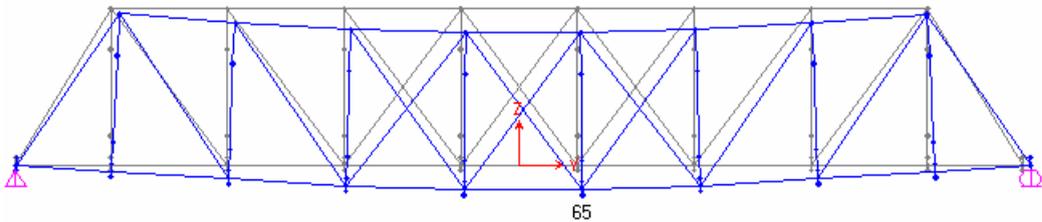


Figura 6.58 (b) - Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 1; maior deslocamento; plano YZ.

A modelagem como treliça espacial, por sua vez, apresentou maior deslocamento no nó 64. Esse deslocamento foi de 31,6 mm em X, 7,61 mm em Y e -47,11 mm em Z.

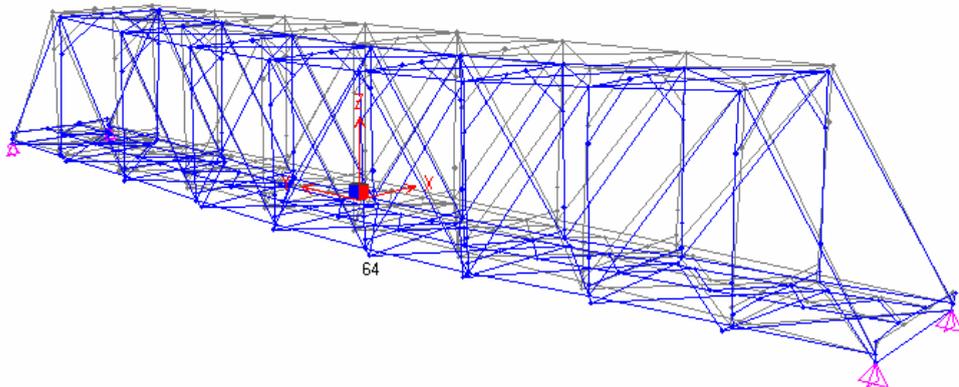


Figura 6.59 (a) – Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 1; maior deslocamento: nó 64 (31,6 mm em X, 7,61 mm em Y e -47,11 mm em Z).

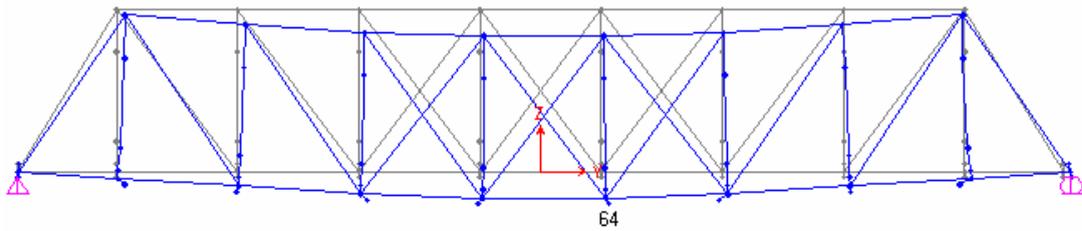


Figura 6.59 (b) - Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 1; maior deslocamento; plano YZ.

Já a modelagem como treliça plana apresentou maior deslocamento no nó 64. Esse deslocamento foi de 9,50 mm em Y e -46,37 mm em Z.

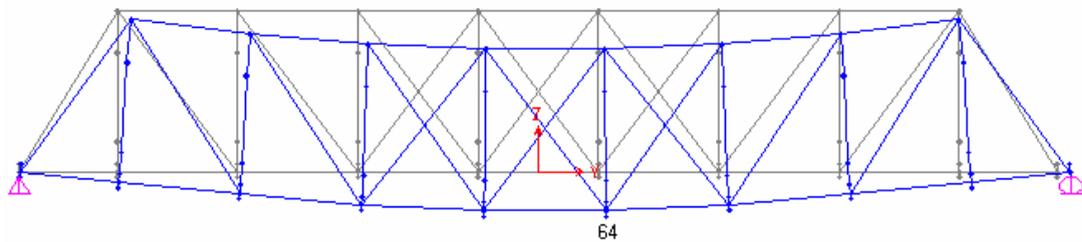


Figura 6.60 – Deformada da modelagem como treliça plana da Ponte 1; maior deslocamento: nó 64 (9,50 mm em Y e -46,37 mm em Z).

A seguir é apresentada uma tabela com os valores dos deslocamentos máximos calculados para cada modelo empregado. Verifica-se que os valores são praticamente os mesmos, evidenciando que existe uma boa correlação entre os modelos, principalmente quando se compara os modelos espaciais com aquele plano.

Tabela 6.2 – Deslocamentos máximos para os três tipos de modelos.

Modelos	Deslocamentos Máximos (mm)		
	X (transversal)	Y (longitudinal)	Z (vertical)
Pórtico Espacial	5,46	8,74	45,16
Treliça Espacial	31,6	7,61	47,11
Treliça Plana	-----	9,50	46,37

Segundo especificações da norma americana AASHTO-LFRD (1994), o estado limite de serviço, quanto aos deslocamentos provocados pela carga móvel com impacto, deve ser verificado de modo que não resulte um deslocamento maior que $L/800$, onde L é o vão da ponte. Como a Ponte 1 tem um vão de aproximadamente 37 m, $L/800 = 46,25$ mm. Portanto, os deslocamentos obtidos para os três modelos atendem a esse requisito, já que aqueles deslocamentos são valores obtidos para uma combinação de carregamento que engloba também a carga permanente, responsável pela maior flecha na ponte.

6.2.1.8 – Introdução de Danos no Modelo de Treliça Plana devido à Corrosão

O procedimento para determinação da influência do processo de corrosão na capacidade de carga real da estrutura não é um processo simples e envolve várias variáveis que podem influenciar no resultado final. Primeiramente, deve-se saber exatamente a extensão dos danos em cada peça estrutural e fazer as medições de perda de seção para aquelas peças que se encontram em estado avançado de deterioração. Certamente, algumas técnicas de ensaios não destrutivos deveriam ser aplicadas para se certificar de determinados aspectos que não podem ser observados a não ser na estrutura real. Outro ponto que deve ser mencionado é quanto ao aspecto relativo ao tipo de análise a ser aplicada: muitos trabalhos são encontrados na literatura onde a abordagem adotada é baseada em métodos de confiabilidade, portanto usando técnicas estatísticas, de modo a incorporar os aspectos de aleatoriedade de determinadas variáveis que interferem no processo [Park *et al.*, 1999; Saverswaran *et al.*, 1998; Trautner and Frangopol, 1990].

O procedimento aplicado neste trabalho consiste num método simplificado que é descrito em muitos guias internacionais para a verificação da capacidade de carga de estruturas existentes submetidas a dano devido à corrosão. É importante se destacar que uma das tarefas mais importantes e que deve ser executada com bastante cuidado se refere àquela de inspeção em campo, principalmente quando se trata de uma estrutura toda metálica e de grande extensão, como é o caso em estudo. De nada adianta ter um modelo numérico bastante refinado para tratar a incorporação de danos se o levantamento e caracterização desse dano não corresponde ao que está ocorrendo na

estrutura real. Portanto, como já comentado anteriormente, trata-se aqui de um estudo preliminar e inicial para avaliar o efeito do dano na integridade da estrutura.

O método escolhido para a introdução de danos na estrutura foi o de diminuição da seção transversal, em alguns pontos de algumas barras, baseado na perda de material ou perda de massa resultante do processo corrosivo. Esses pontos foram escolhidos com base nas observações feitas anteriormente na etapa de investigação em campo. Sendo assim, diminuiu-se aproximadamente 5% da área da seção transversal das barras que compõem o banzo inferior da treliça principal, na região dos nós (30 cm de cada lado), e dos montantes, na região dos nós inferiores. Com essa redução, foram recalculados as áreas e momentos de inércia da seção. A análise dos resultados foi feita comparando-se as solicitações encontradas, nessas barras e nos elementos mais solicitados da estrutura, com as que haviam sido encontradas no modelo íntegro.

As verificações feitas pelo SAP2000 para o modelo danificado, utilizando a norma AISC-ASD89, indicaram que todas peças atenderam às prescrições normativas. Isto indica que o dano introduzido teve pouca influência na distribuição de esforços pela estrutura. Contudo, não se pode tirar nenhuma conclusão definitiva com uma única análise. É preciso que se faça mais investigações, tanto em termos da extensão e distribuição do dano na peça e pela estrutura como na adoção de outros tipos de modelos de danos e modelagens em elementos finitos. Uma avaliação que pode ser feita de imediato é realizar para os três tipos de modelos uma análise paramétrica, variando a percentagem de perda de material da seção transversal, correspondentes àquelas peças que se apresentam com danos, e verificar a influência na distribuição dos esforços pela estrutura. Essa perda de material pode variar de 5% até a perda total da seção transversal, simulando assim a perda total de capacidade de carga da peça.

6.2.2 – Ponte 2

A seguir serão apresentados os resultados e as discussões referentes à Ponte 2. Todos os esforços máximos obtidos são para a combinação de carregamento três (COMB 3), que corresponde a: peso próprio, sobrecarga (carga dos passeios laterais), impacto lateral, vento na ponte carregada e carga móvel, considerando os coeficientes de majoração das ações dados pela norma.

É importante verificar, como já era esperado, que a Ponte 2 apresenta em termos gerais o mesmo tipo de comportamento observado para a Ponte 1, já que as diferenças entre ambas são muito pequenas, dizendo respeito basicamente à diferença observada na seção transversal de alguns dos elementos pertencentes à diagonal, montante ou banzos, seja em relação aos perfis que compõem a seção transversal, seja no arranjo desses perfis na seção transversal. Além, é claro, da ordem de grandeza dos valores obtidos para os esforços já que a Ponte 2 possui um vão da ordem de 40% maior que o da Ponte 1. Sendo assim, praticamente todas as observações que são feitas, em termos de análise de resultados, para a Ponte 1 também são válidas para a Ponte 2. Aqui serão mencionados somente aqueles aspectos e resultados que diferem daqueles apresentados pela Ponte 1 e que são significativos.

6.2.2.1 – Pórtico Espacial

As Figuras 6.61 (a) – 6.64 (a) mostram a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 2 como Pórtico Espacial e as Figuras 6.61 (b) – 6.64 (b) mostram os valores das solicitações para essas barras.

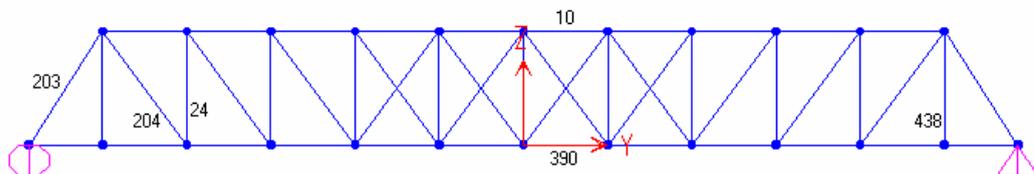


Figura 6.61 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2.

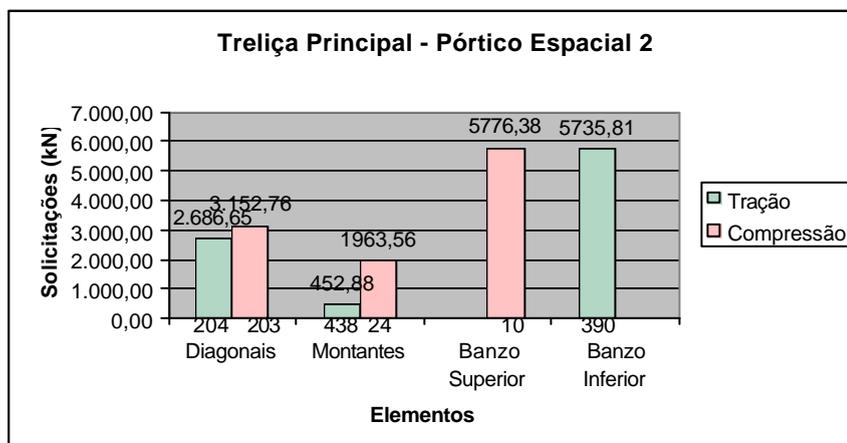


Figura 6.61 (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 2.

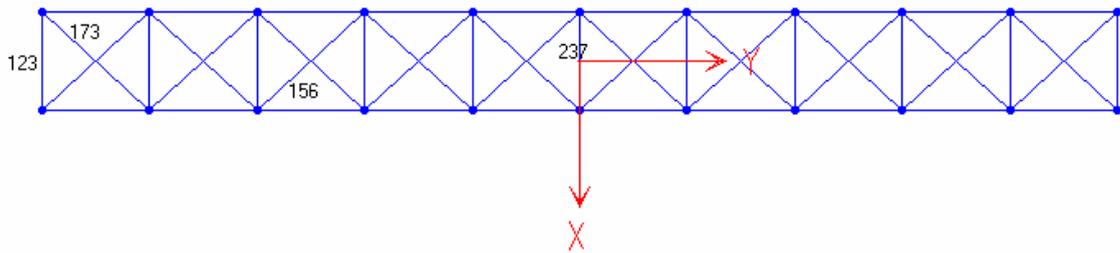


Figura 6.62 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 2.

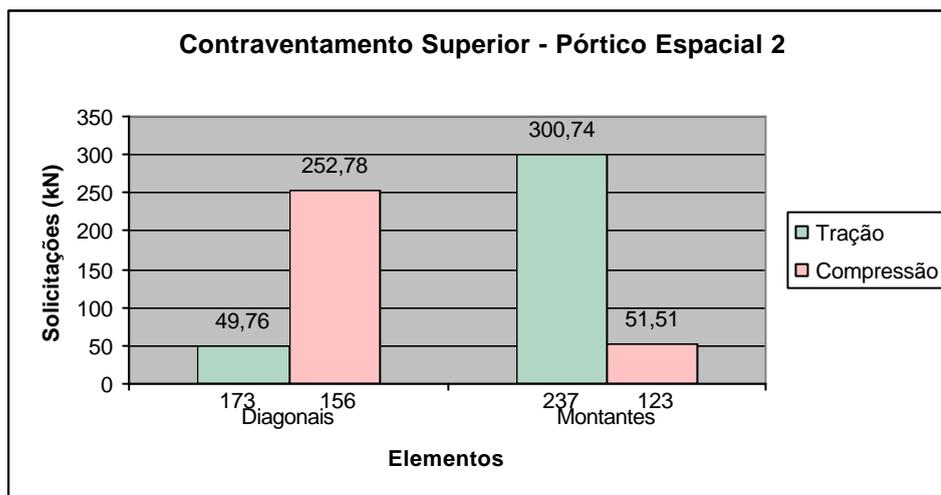


Figura 6.62 (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 2.

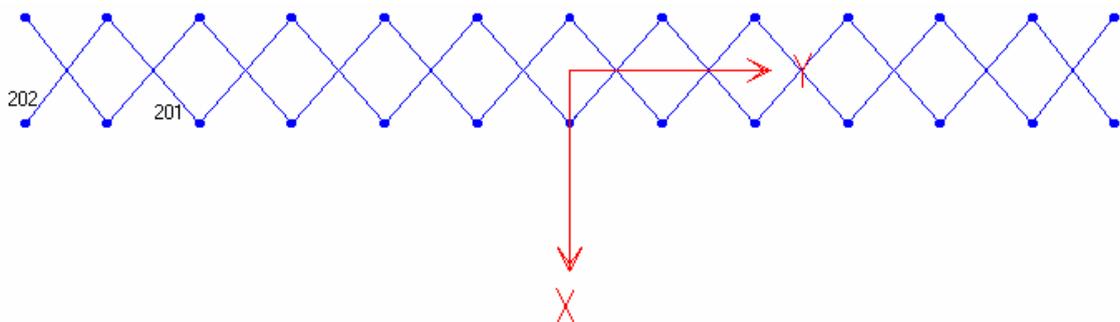


Figura 6.63 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 2.

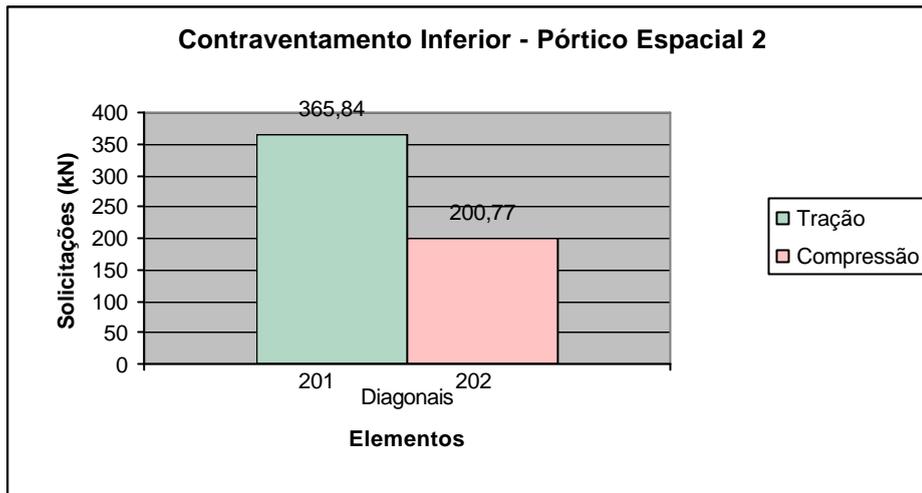


Figura 6.63 (b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 2.

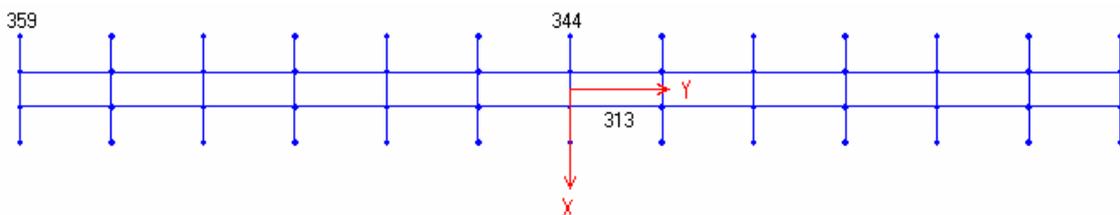


Figura 6.64 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 2.

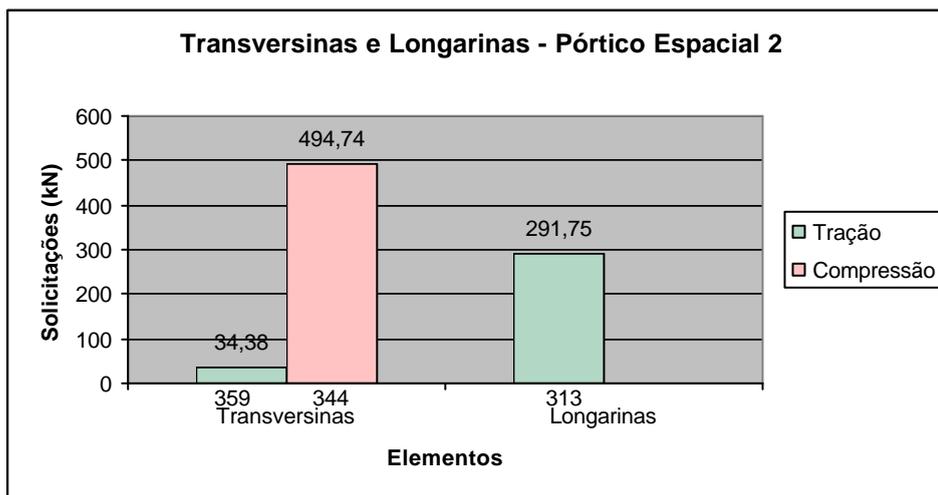


Figura 6.64 (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 2.

6.2.2.2 – Treliça Espacial

As Figuras 6.65 (a) – 6.68 (a) mostram a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 2 como Treliça Espacial e as Figuras 6.65 (b) – 6.68 (b) mostram os valores das solicitações para essas barras.

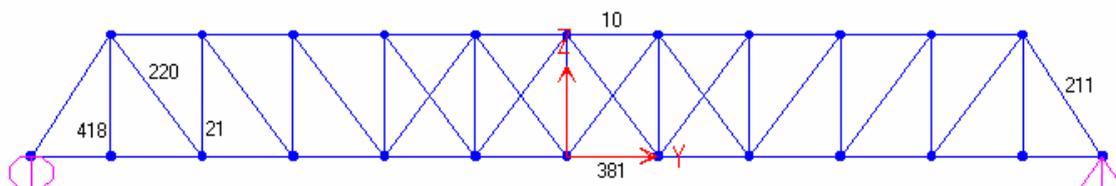


Figura 6.65 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2.

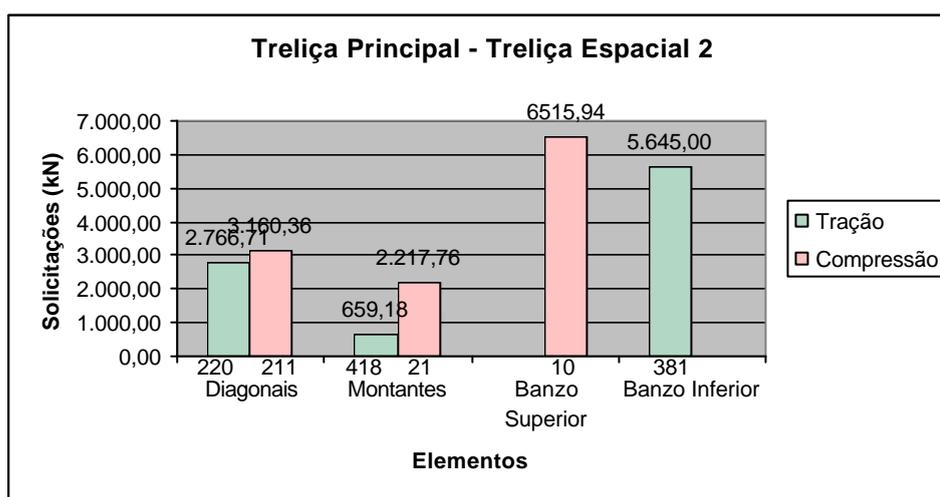


Figura 6.65 (b) – Maiores solicitações na treliça principal da Ponte 2.

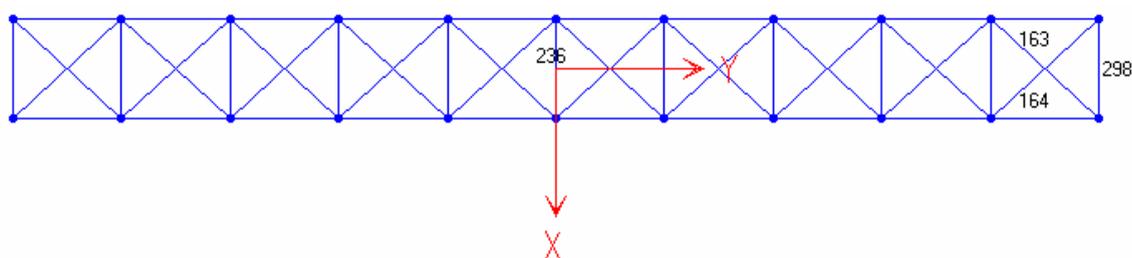


Figura 6.66 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento superior, mais solicitados da Ponte 2.

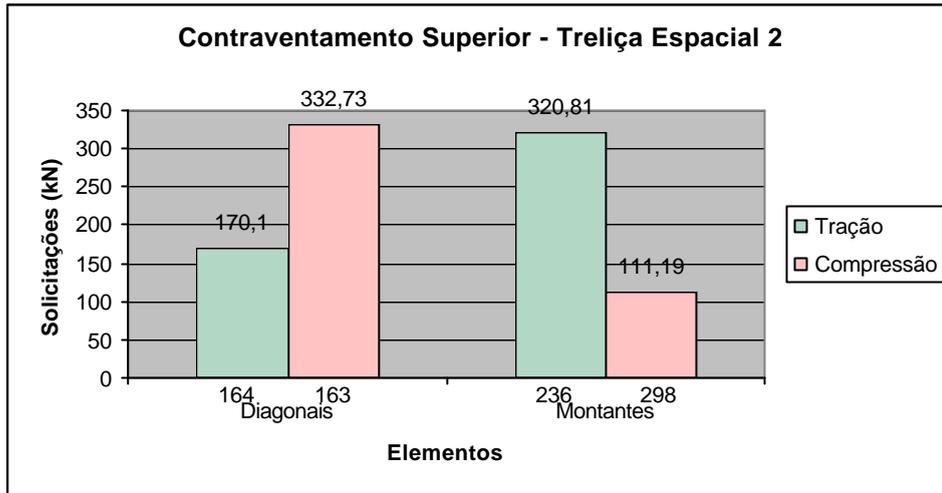


Figura 6.66 (b) – Maiores solicitações no contraventamento superior da Ponte 2.

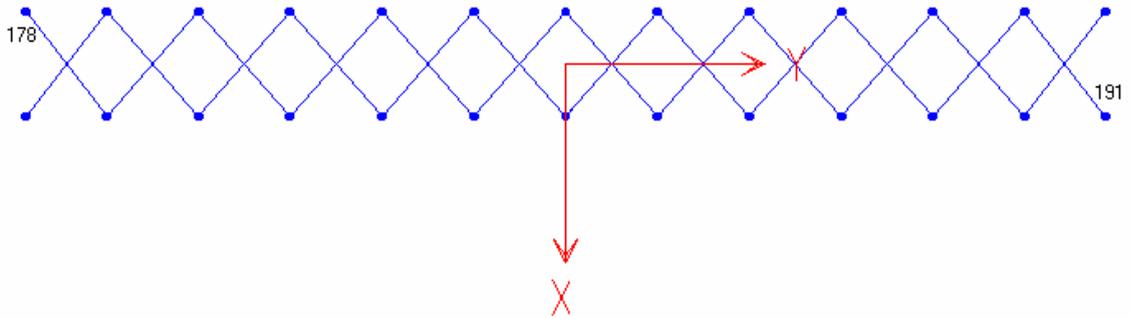


Figura 6.67 (a) – Localização dos Elementos, do contraventamento inferior, mais solicitados da Ponte 2.

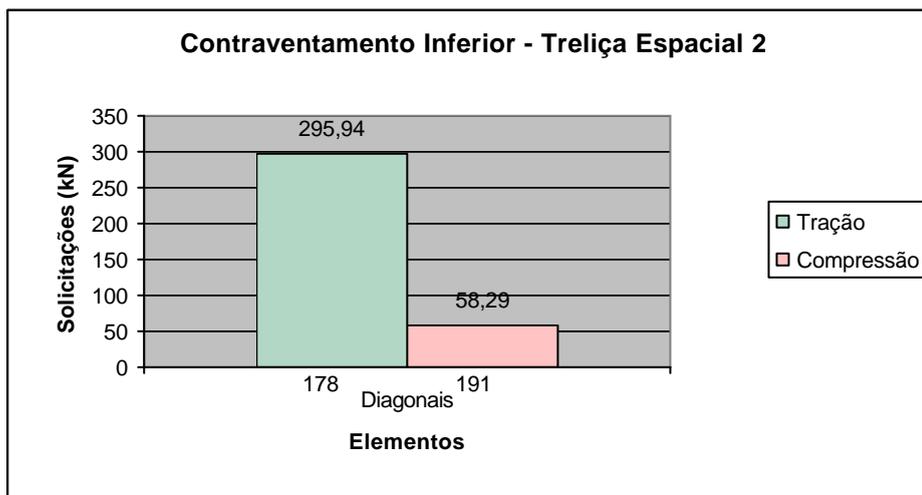


Figura 6.67(b) – Maiores solicitações no contraventamento inferior da Ponte 2.

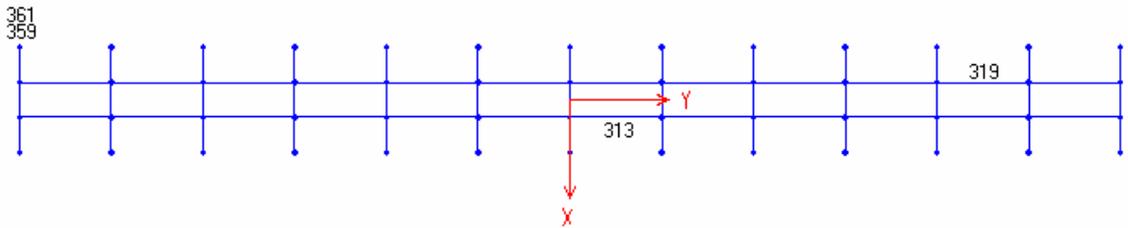


Figura 6.68 (a) – Localização das transversinas e longarinas mais solicitadas da Ponte 2.

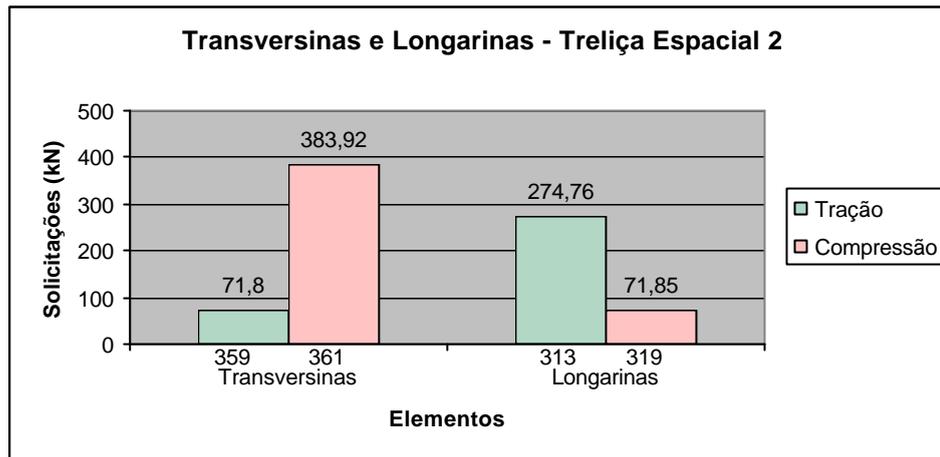


Figura 6.68 (b) – Maiores solicitações nas transversinas e longarinas da Ponte 2.

6.2.2.3 – Treliça Plana

A Figura 6.69 (a) mostra a localização dos elementos mais solicitados da modelagem da Ponte 2 como Treliça Plana e a Figura 6.69 (b) mostra os valores das solicitações para essas barras.

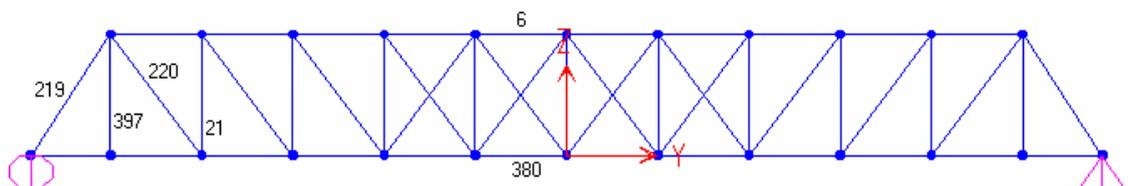


Figura 6.69 (a) – Localização dos Elementos, da treliça principal, mais solicitados da Ponte 2.

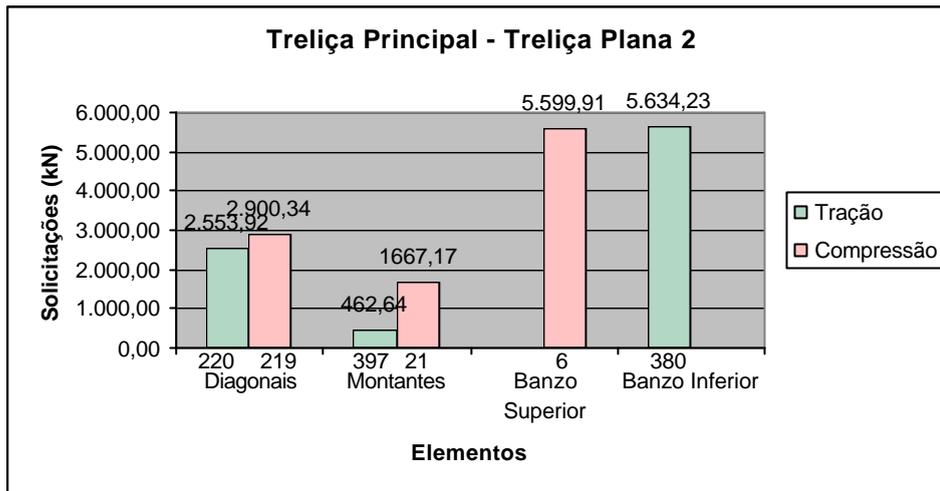


Figura 6.69 (b) – Maiores solicitações na treliza principal da Ponte 2.

6.2.2.4 – Comparação entre os modelos

As Figuras 6.70 – 6.78 mostram uma comparação, entre os modelos, dos elementos mais solicitados na Ponte 2. O critério para essa comparação foi considerar a barra mais solicitada no modelo de treliza plana e compará-la à mesma barra nos outros modelos. Para os elementos não existentes no modelo de treliza plana considerou-se o elemento mais solicitado entre os outros dois modelos.

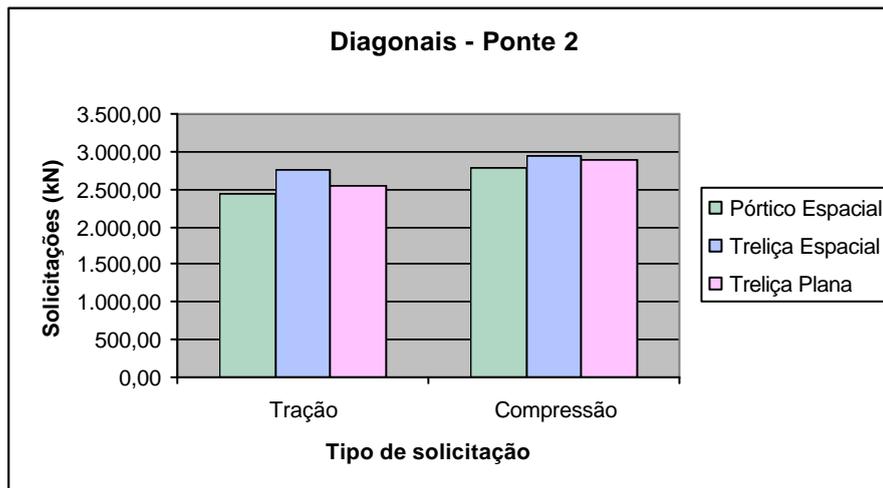


Figura 6.70 – Comparação entre as diagonais, da treliza principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 220 e compressão na barra 219.

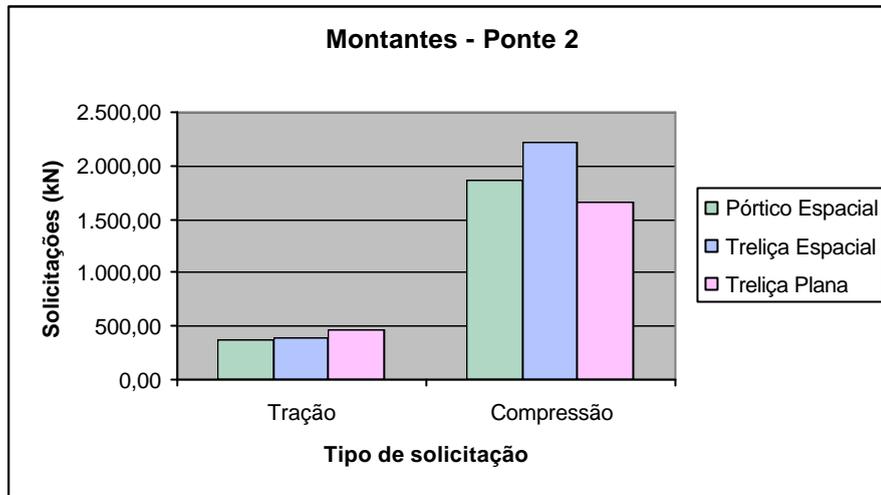


Figura 6.71 – Comparação entre os montantes, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 397 e compressão na barra 21.

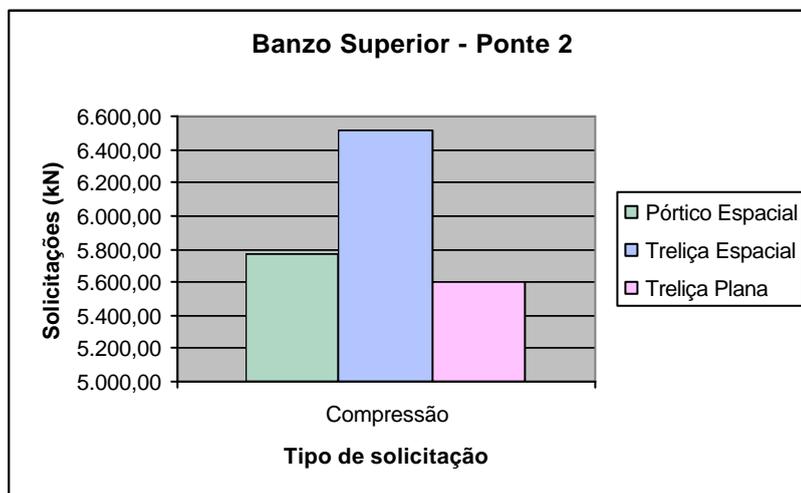


Figura 6.72 – Comparação entre o banzo superior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Compressão na barra 6.

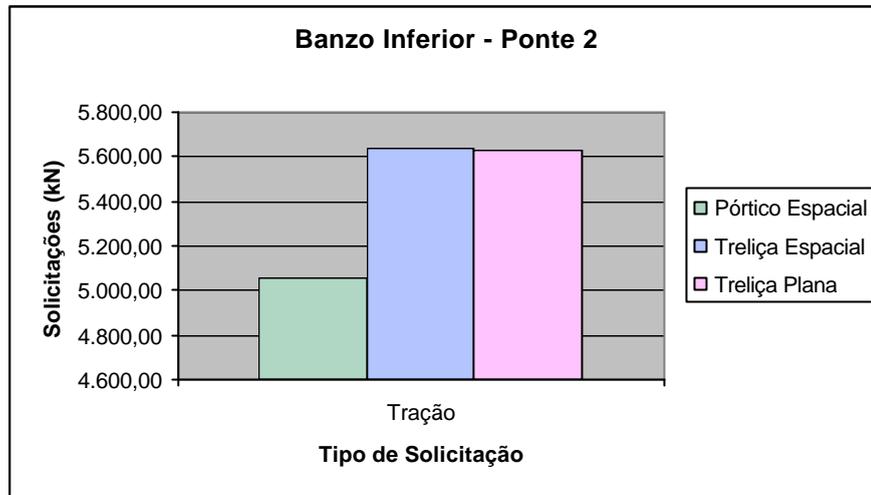


Figura 6.73 – Comparação entre o banzo inferior, da treliça principal, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 380.

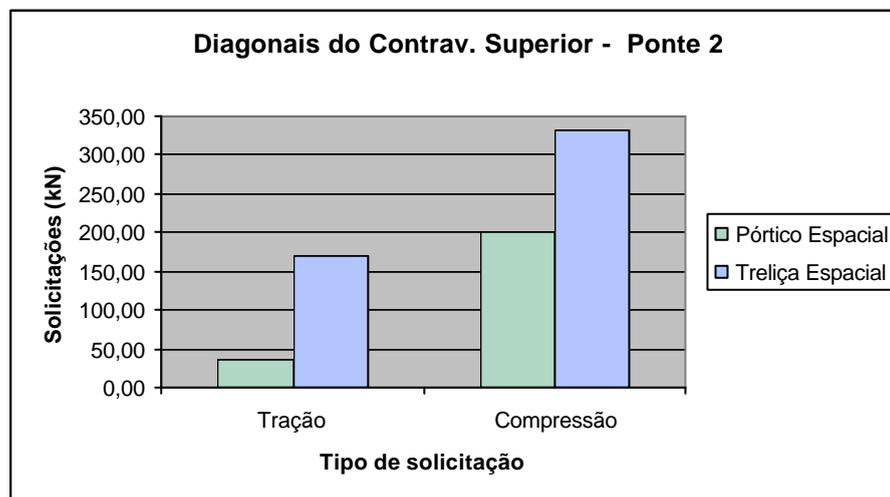


Figura 6.74 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 164 e compressão na barra 163.

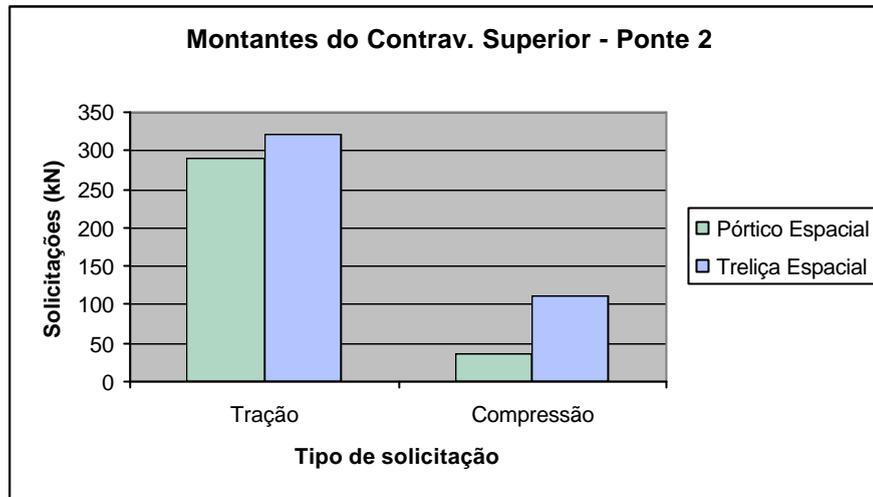


Figura 6.75 – Comparação entre os montantes, do contraventamento superior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 236 e compressão na barra 298.

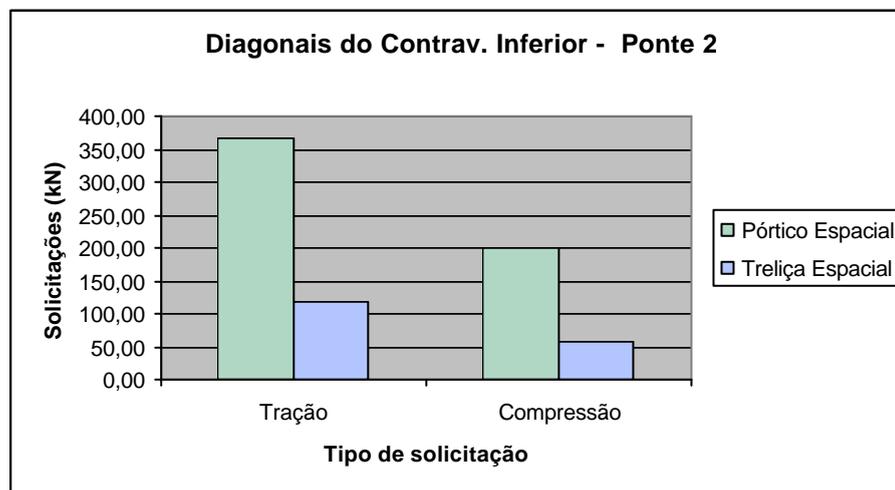


Figura 6.76 – Comparação entre as diagonais, do contraventamento inferior, dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 201 e compressão na barra 202.

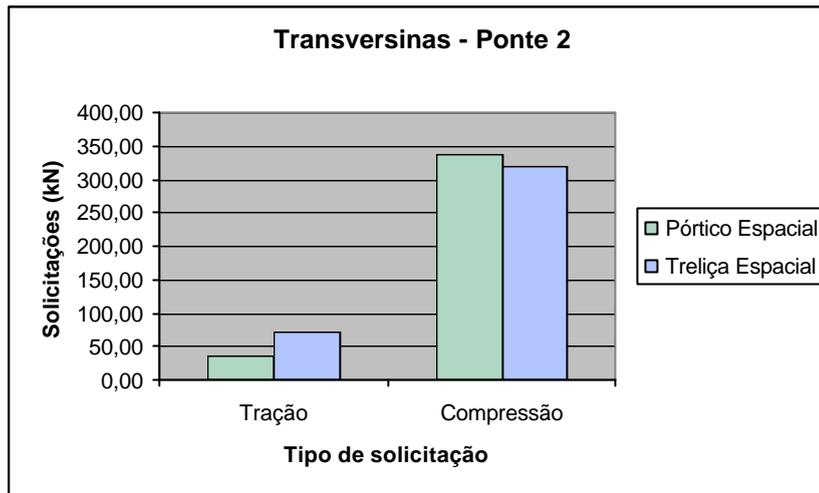


Figura 6.77 – Comparação entre as transversinas dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 359 e compressão na barra 344.

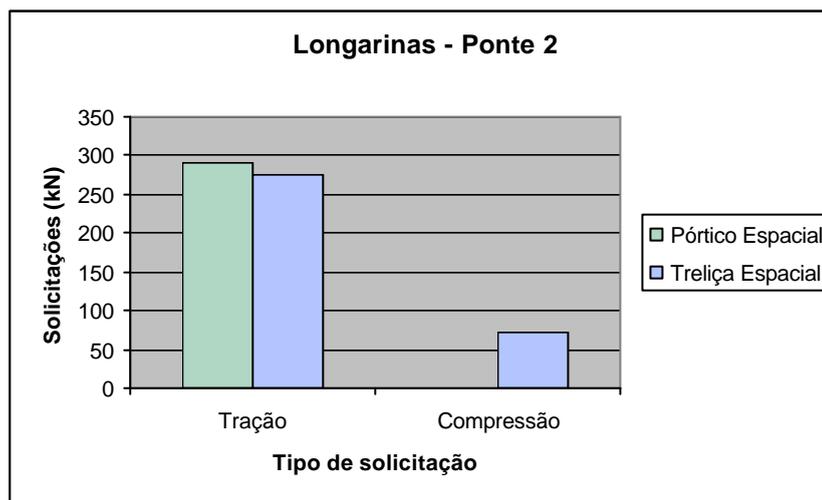


Figura 6.78 – Comparação entre as longarinas dos modelos da Ponte 2; Tração na barra 313 e compressão na barra 319.

Com base nos resultados apresentados acima, é possível verificar como ocorre a distribuição dos esforços pela estrutura e que barras estão submetidas às maiores solicitações de acordo com cada modelo utilizado. Observa-se que para a treliça principal, semelhante ao que ocorreu para a Ponte 1, as barras mais solicitadas para os três tipos de modelos se concentram na extremidade da ponte, do lado do apoio móvel, e

na parte central da treliça, nos elementos pertencentes aos banzos superior e inferior. Pouca diferença é notada na localização daqueles elementos mais solicitados para os outros sistemas componentes, compreendendo os contraventamentos superior e inferior e longarinas e transversinas.

Na tabela abaixo são apresentados os valores médios aproximados para a treliça principal (compressão e tração) e valores máximos médios observados para cada um dos outros sistemas componentes de acordo com o tipo de modelo utilizado.

Tabela 6.3 - Valores médios para os esforços obtidos para cada sistema componente de acordo com o tipo de modelo.

Sistemas Componentes		Pórtico Espacial	Treliça Espacial	Treliça Plana
Treliça Principal	Banzo Superior/inferior	575 tf	608 tf	561 tf
	Diagonais	291 tf	297 tf	272 tf
	Montantes	121 tf	144 tf	107 tf
Longarinas e Transversinas		44 tf		-----
Contraventamento Inferior		33 tf		-----
Contraventamento Superior		31 tf		-----

Em termos de valores médios, verifica-se que o modelo em pórtico espacial, para os elementos da treliça principal, apresenta-se com valores intermediários entre aqueles apresentados pelo modelo de treliça plana (menores valores) e treliça espacial (maiores valores). Verifica-se assim que houve uma pequena modificação em relação à ordem observada para a Ponte 1, onde o modelo em pórtico espacial se apresentava com os menores valores. Para ambas as pontes, o modelo de treliça espacial é o que apresenta os maiores esforços. Um outro ponto que deve ser chamado a atenção se refere à diferença observada entre os esforços obtidos para os três modelos. Na Ponte 1 foi observada uma diferença máxima não maior que 16%, enquanto para a Ponte 2 é observada uma diferença máxima da ordem de 35%. É importante se frisar que essa diferença máxima é observada entre os modelos de treliça espacial e plana, o que leva a crer que o impacto lateral e a carga de vento deve estar influenciando os valores dos

esforços calculados. Quanto à ordem de grandeza dos esforços obtidos para a Ponte 2, verifica-se, para aqueles elementos da treliça principal e em termos de valores médios, que há um acréscimo de aproximadamente 85% para os elementos dos banzos superior e inferior e de 45% para os elementos da diagonal e dos montantes, quando se considera o modelo de treliça espacial que se apresenta com os maiores esforços.

É importante verificar a diferença nos esforços quando se considera os seus sinais, se compressão ou tração. Em geral, é verificado que o modelo em pórtico espacial é aquele que se apresenta com os menores esforços, alternando essa posição ora com o modelo em treliça espacial ora com o modelo em treliça plana, dependendo se o esforço é tração ou compressão. Os valores dos esforços obtidos para os três modelos, para aqueles elementos mais solicitados da treliça principal, não diferem muito para aqueles elementos da diagonal e montantes. Por outro lado, aqueles elementos dos banzos superior e inferior estão bem diferentes. Os outros elementos dos sistemas componentes se apresentam com uma boa concordância.

6.2.2.5 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo a Norma Brasileira

As Figuras 6.79 – 6.95 mostram uma comparação entre a maior solicitação em cada perfil, da Ponte 2, e sua resistência. Para essa comparação considerou-se a maior tração e maior compressão em cada perfil, observados em um dos três tipos de modelos usados, e verificou-se, através do Método dos Estados Limites, se eles atendem ao que é especificado na norma. Esses valores encontram-se listados no Anexo V. O procedimento adotado para verificação da capacidade de carga dos perfis encontra-se descrito na Seção 5.2.1.

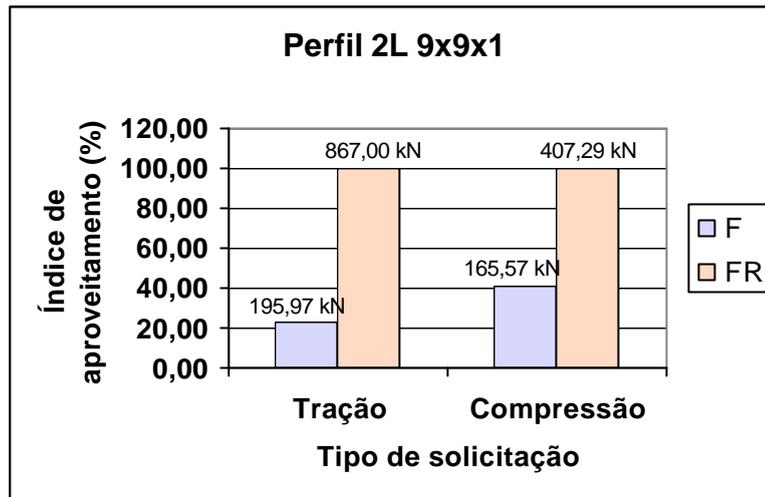


Figura 6.79 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2L 9x9x1 (contraventamento da seção transversal da ponte) e sua resistência.

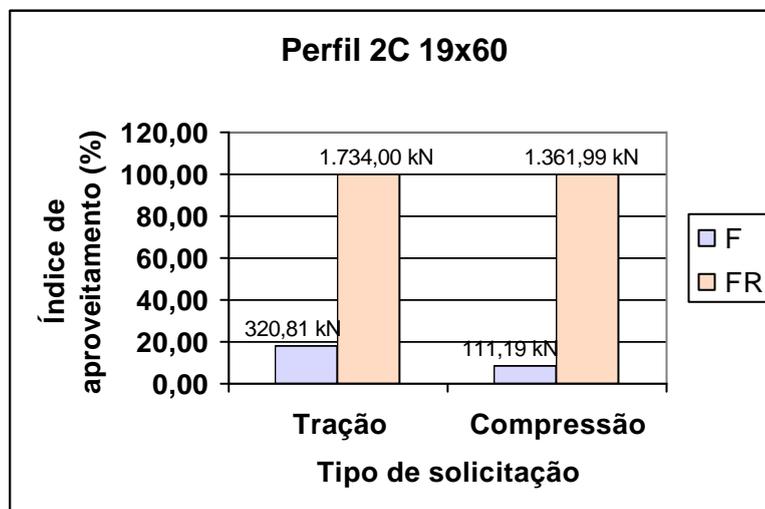


Figura 6.80 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 19x60 (montantes do contraventamento superior) e sua resistência.

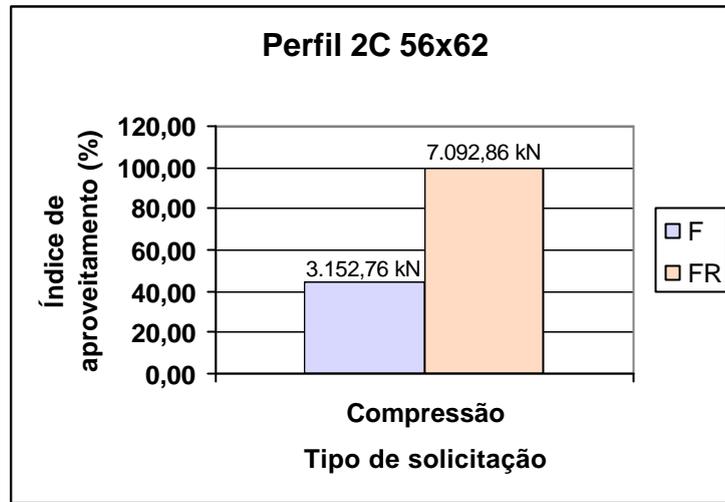


Figura 6.81 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 56x62 (primeira diagonal da treliça principal) e sua resistência.

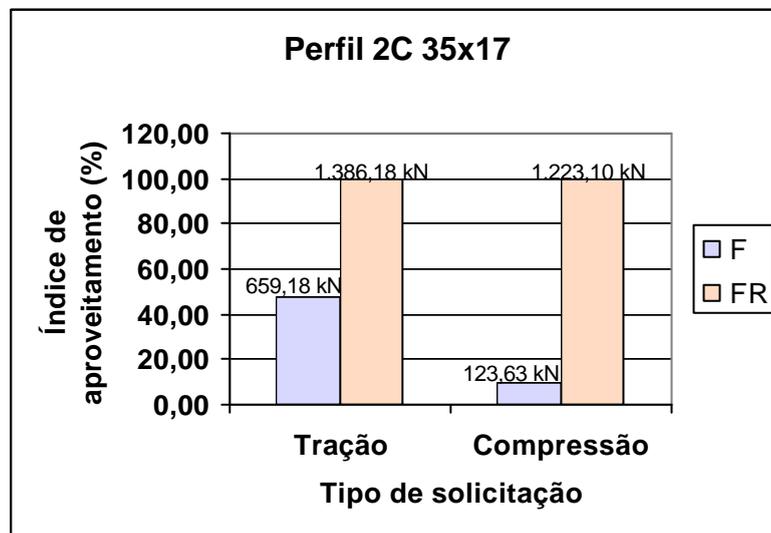


Figura 6.82 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x17 (primeiro montante da treliça principal) e sua resistência.

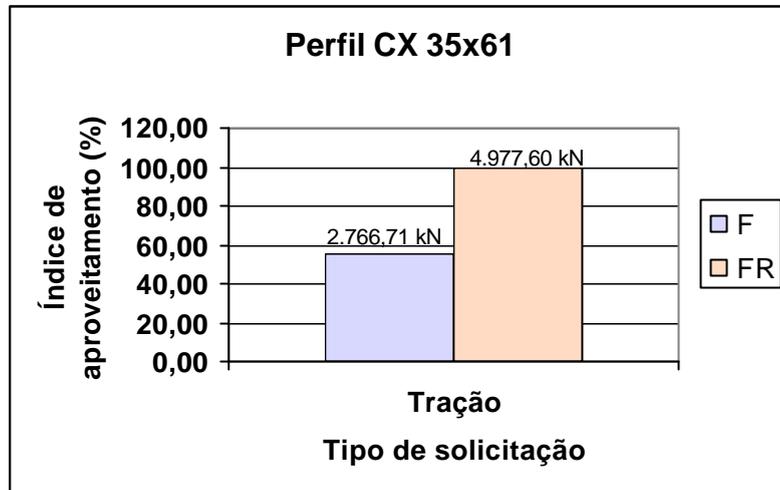


Figura 6.83 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x61 (segunda diagonal da treliça principal) e sua resistência.

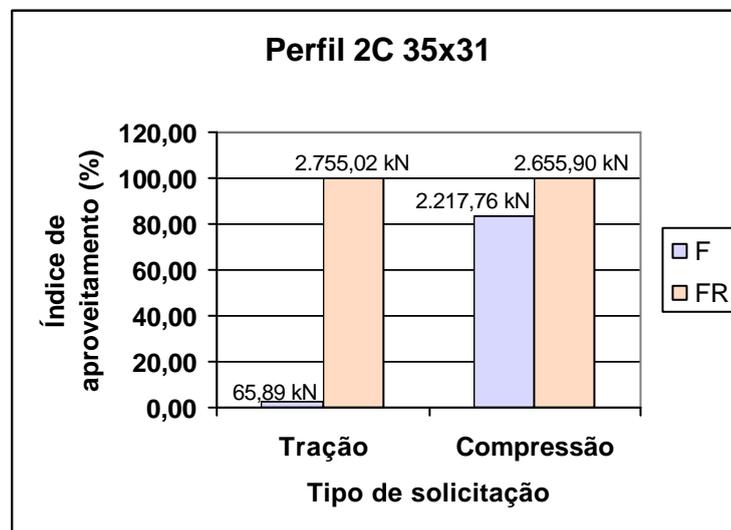


Figura 6.84 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x31 (segundo montante da treliça principal) e sua resistência.

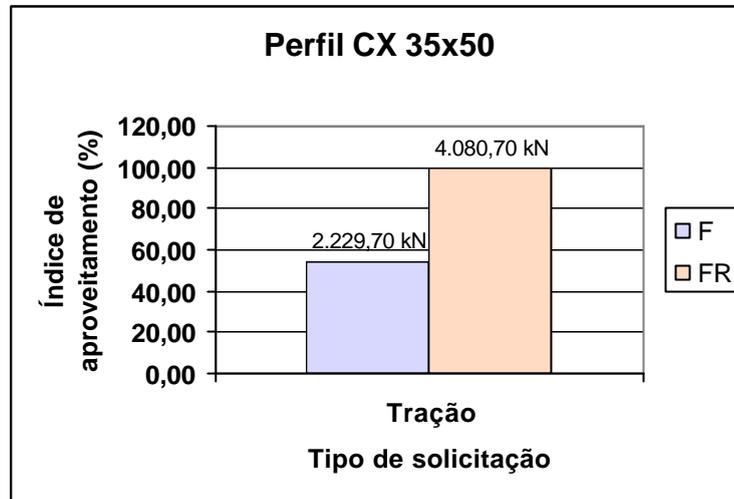


Figura 6.85 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x50 (terceira diagonal da treliça principal) e sua resistência.

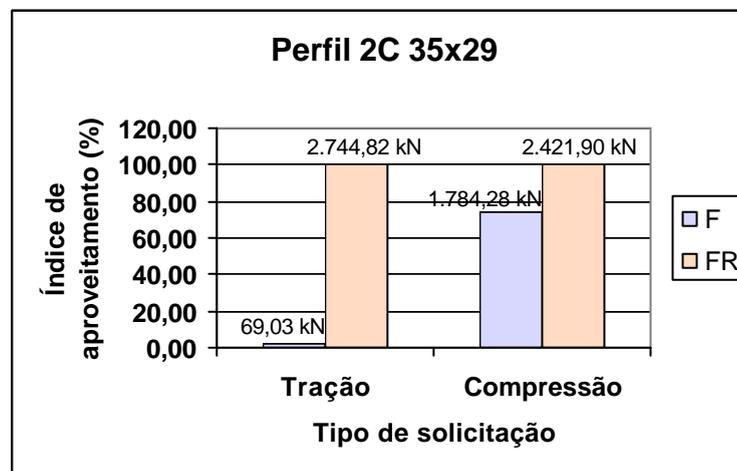


Figura 6.86 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 35x29 (terceiro e quarto montantes da treliça principal) e sua resistência.

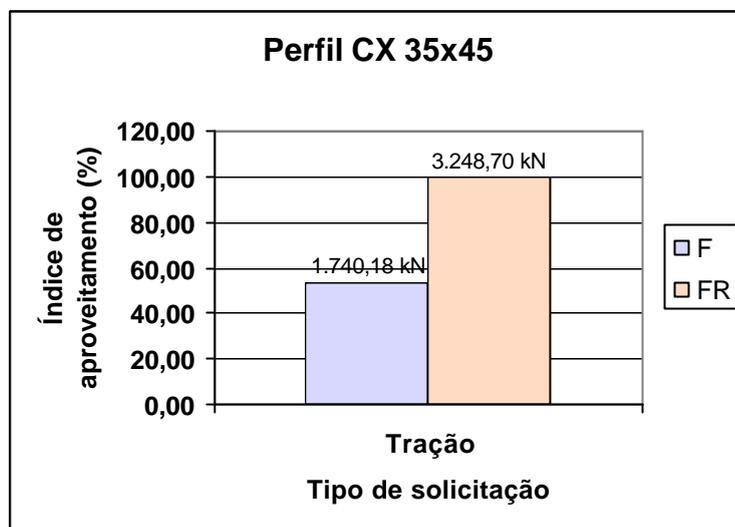


Figura 6.87 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x45 (quarta diagonal da treliça principal) e sua resistência.

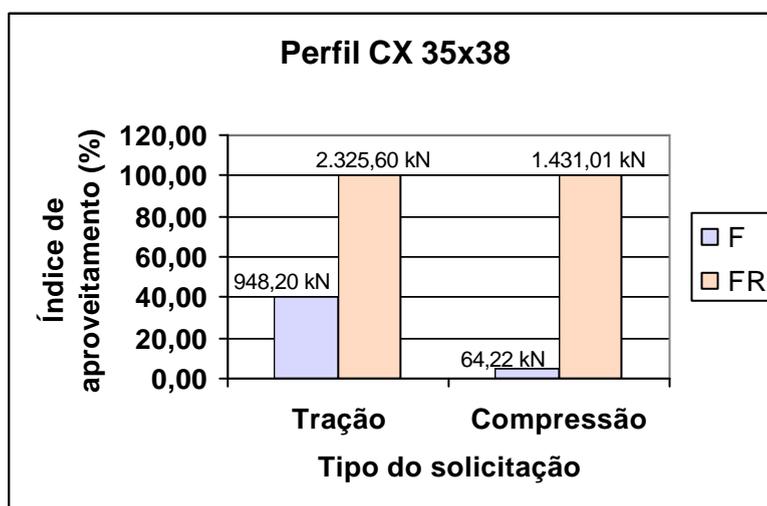


Figura 6.88 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x38 (quinta diagonal da treliça principal) e sua resistência.

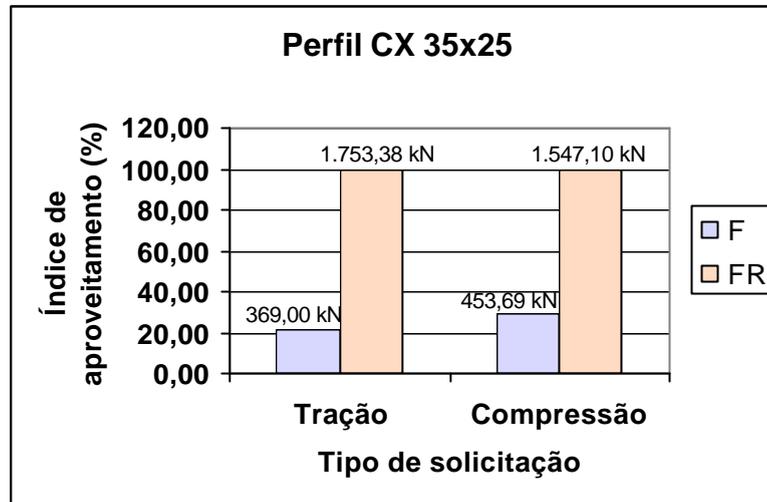


Figura 6.89 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x25 (quinto e sexto montantes da treliça principal) e sua resistência.

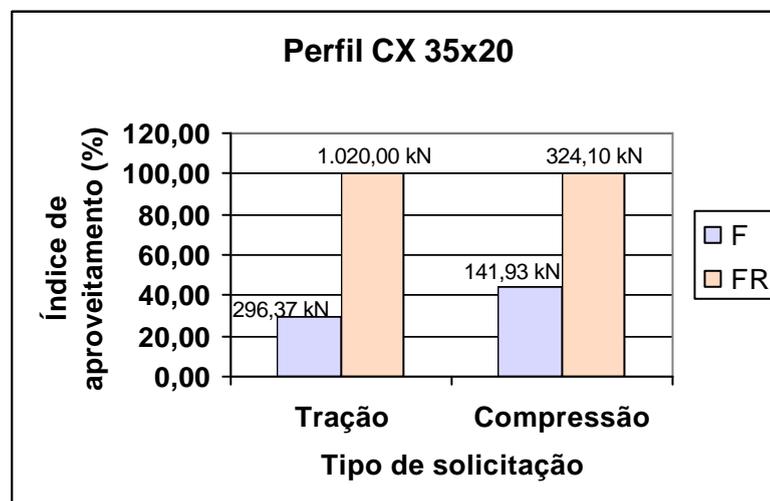


Figura 6.90 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x20 (sétima diagonal da treliça principal) e sua resistência.

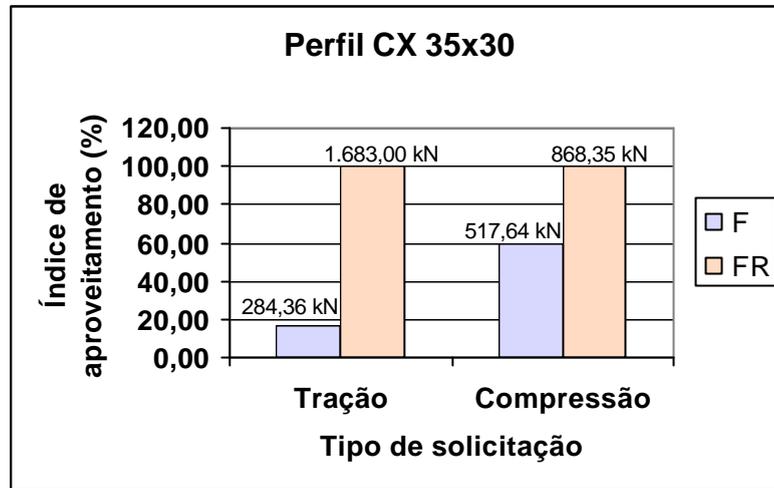


Figura 6.91 – Comparação entre a maior solicitação no perfil CX 35x30 (oitava diagonal da treliça principal) e sua resistência.

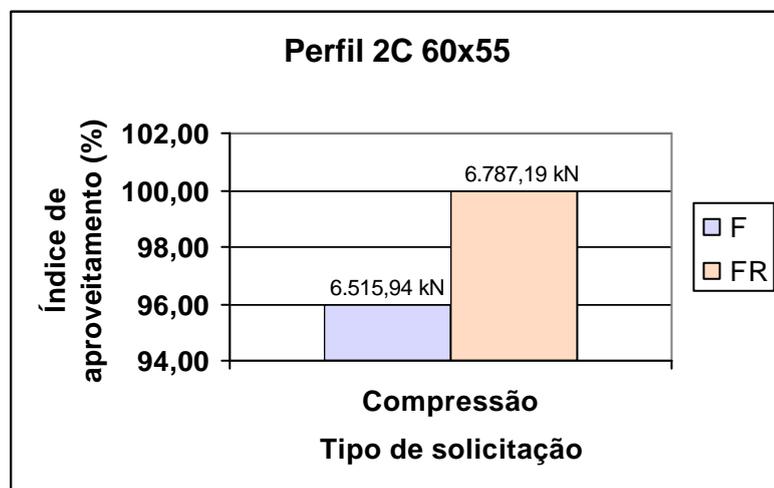


Figura 6.92 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x55 (banzo superior da treliça principal) e sua resistência.

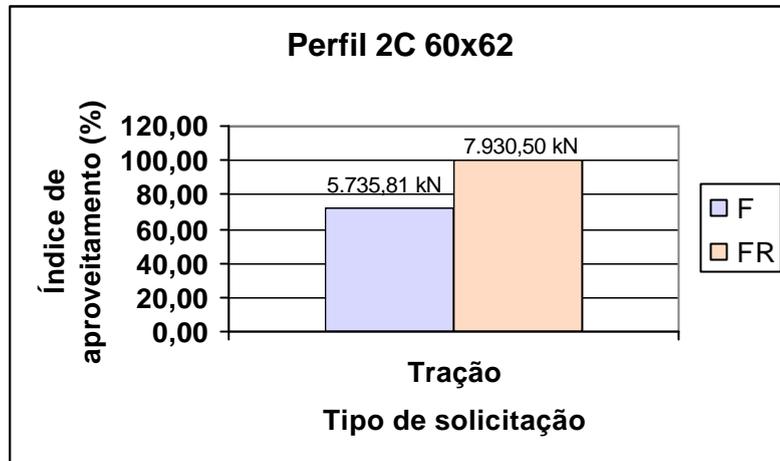


Figura 6.93 – Comparação entre a maior solicitação no perfil 2C 60x62 (banzo inferior da treliça principal) e sua resistência.

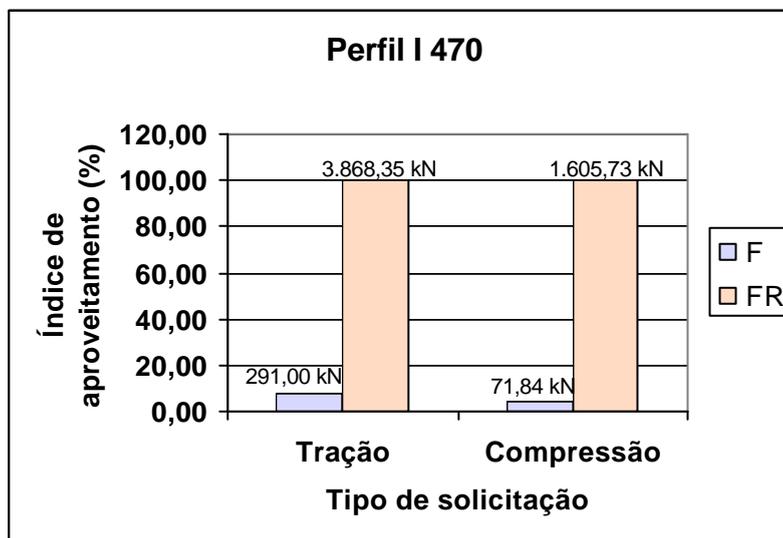


Figura 6.94 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 470 (longarinas) e sua resistência.

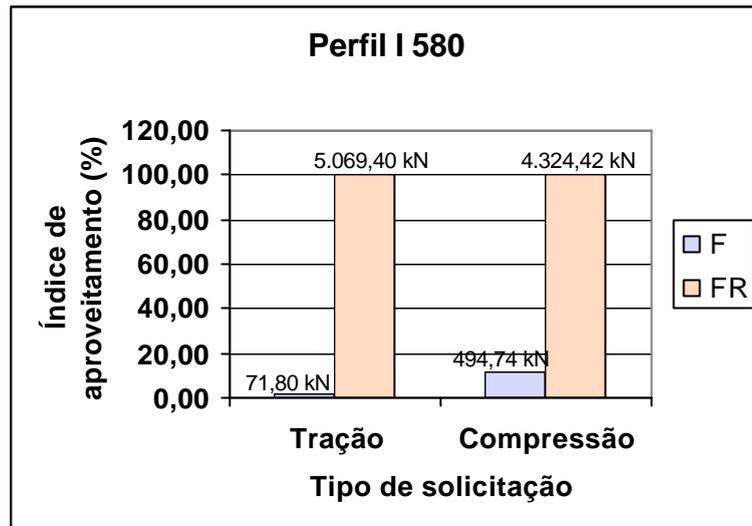


Figura 6.95 – Comparação entre a maior solicitação no perfil I 580 (transversinas) e sua resistência.

Aqui valem as mesmas observações feitas quando da análise dos valores das capacidades de carga dos perfis da ponte 1. Nota-se que todos os perfis apresentam uma reserva de resistência considerável, mesmo aqueles que pertencem às treliças principais, cujos elementos são os mais solicitados, como vistos anteriormente. Percebe-se ainda que os perfis mais solicitados, aqueles dos montantes da treliça principal, estão com aproximadamente 80% de sua capacidade de resistência sendo usada, no entanto, a solicitação no banzo superior da treliça principal chegou a 96% de sua capacidade de resistência.

6.2.2.6 – Capacidade de Carga dos Perfis Segundo as Especificações da AISC-ASD89 (norma americana) via Verificação Automática Usando o SAP2000

A seguir estão apresentadas as verificações feitas pelo SAP2000, utilizando a norma AISC-ASD89. Foram feitas verificações para os modelos de pórtico espacial, treliça espacial e treliça plana para o trem-tipo TB 240. As Figuras 6.96 – 6.101 mostram os planos, correspondentes aos sistemas componentes, onde se encontram as **barras que não passaram na verificação**. Pode-se ver também nestas figuras, através

da escala de cores, o índice de aproveitamento dos perfis. Valores em vermelho indicam aquelas barras que não atendem às especificações de norma.

a) Modelo de Pórtico Espacial – TB 240

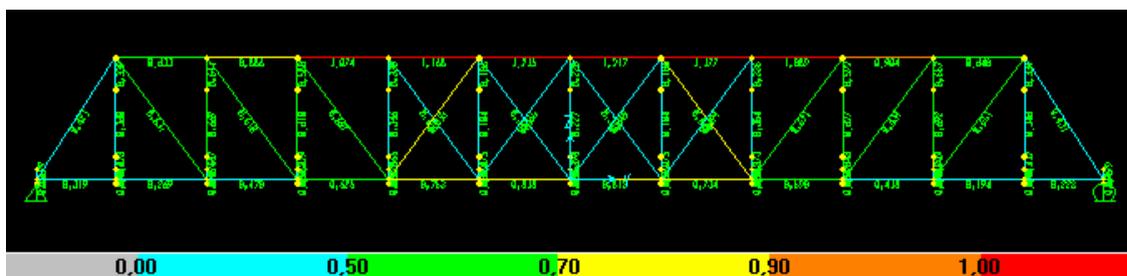


Figura 6.96 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240.

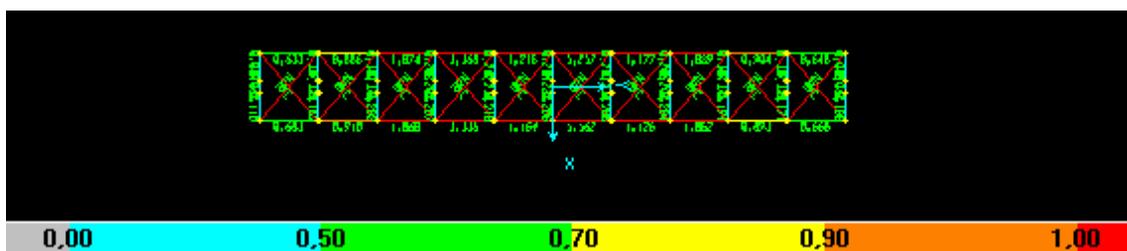


Figura 6.97 - Contraventamento superior da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240.

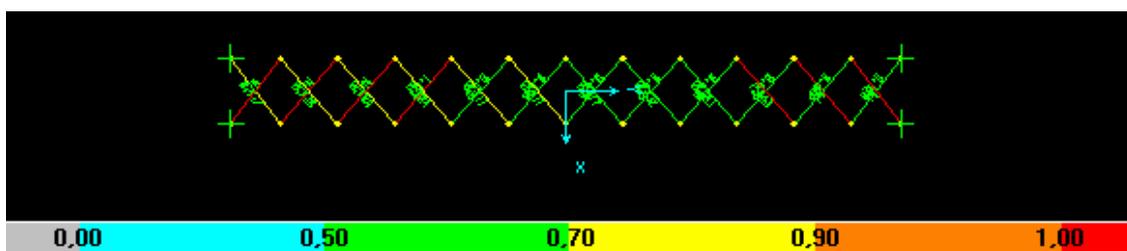


Figura 6.98 - Contraventamento inferior da Ponte 2 modelada como pórtico espacial; TB 240.

b) Modelo de Treliça Espacial – TB 240

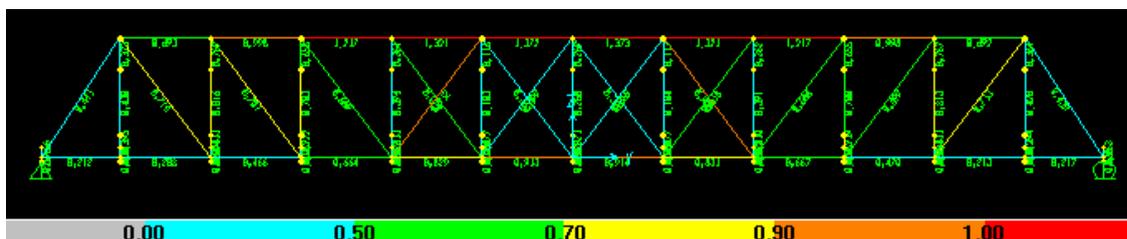


Figura 6.99 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como treliça espacial; TB 240.

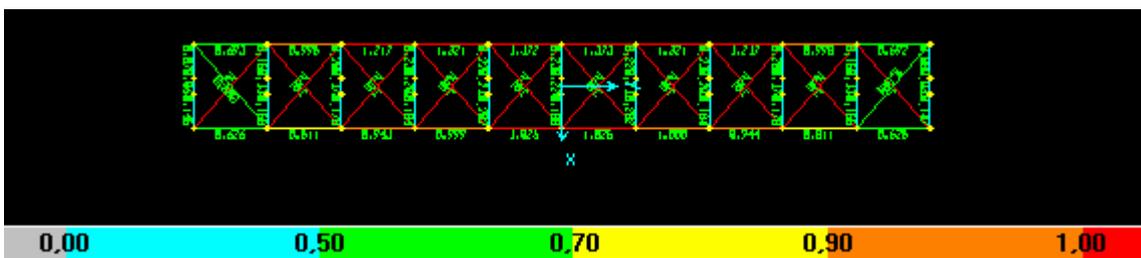


Figura 6.100 - Contraventamento superior da Ponte 2 modelada como treliça espacial; TB 240.

c) Modelo de Treliça Plana – TB 240

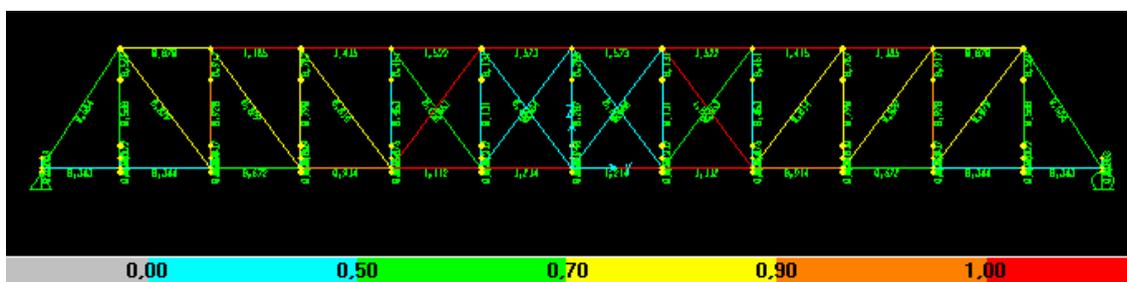


Figura 6.101 – Treliça principal da Ponte 2 modelada como treliça plana; TB 240.

Pelos resultados, verifica-se que a Ponte 2 se apresenta com um número maior de elementos que não atendem às prescrições de norma. Quanto ao modelo de pórtico espacial, aquelas barras pertencentes aos contraventamentos superior e inferior que não passam na verificação não inspiram maiores cuidados, porque certamente se devem ao tipo de elemento que é usado para discretizar essas peças componentes dos contraventamentos, como já comentado para a Ponte 1. Já aqueles elementos que pertencem ao banzo superior que não passam na verificação merecem uma análise mais

detalhada. Deve-se verificar os valores resultantes para os momentos fletores e fazer uma verificação da peça à solicitação oblíqua composta para verificar a sua resistência. Neste caso, se tem valores bem maiores de solicitação axial juntamente com maiores valores de momento fletor. Com certeza, esses perfis foram dimensionados somente à solicitação axial e isso faz uma grande diferença em termos de capacidade resistente. Como os outros modelos (treliça espacial e plana) tiveram elementos das treliças principais discretizados como elementos de pórtico, pode-se aplicar o mesmo comentário anterior.

As possibilidades que deveriam ser analisadas em relação àquelas peças que não atenderam às prescrições de normas são, à primeira vista:

- o trem-tipo utilizado é mais pesado que aquele usado para o projeto da ponte. Essa possibilidade não parece muito plausível, já que o TB 240 não é o mais pesado e segundo à norma brasileira o TB-360 é para ser usado para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes.
- a modificação do tipo de solicitação (de compressão para flexão oblíqua composta), impondo restrições mais rígidas sobre a peça.
- as normas atuais baseadas nos estados limites, juntamente com a modificação do tipo de solicitação, são mais rigorosas que as antigas baseadas nas tensões admissíveis.

6.2.2.7 – Deslocamento dos Nós

As Figuras 6.102 (a) e (b) – 6.104 mostram a deformada dos modelos da Ponte 2 devido à COMB 3.

A modelagem como pórtico espacial apresentou maior deslocamento no nó 76. Esse deslocamento foi de 11,27 mm em X, 15,27 mm em Y e -132,89 mm em Z.

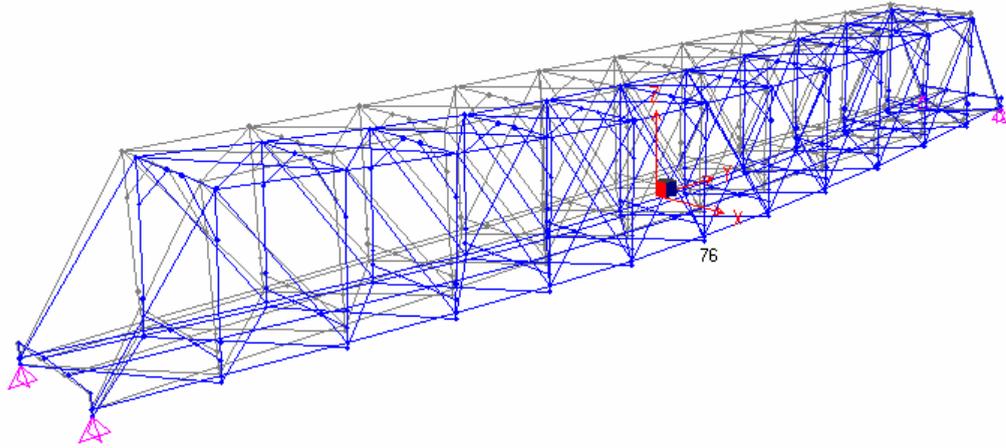


Figura 6.102 (a) – Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 2; maior deslocamento: nó 76 (11,27 mm em X, 15,27 mm em Y e -132,89 mm em Z).

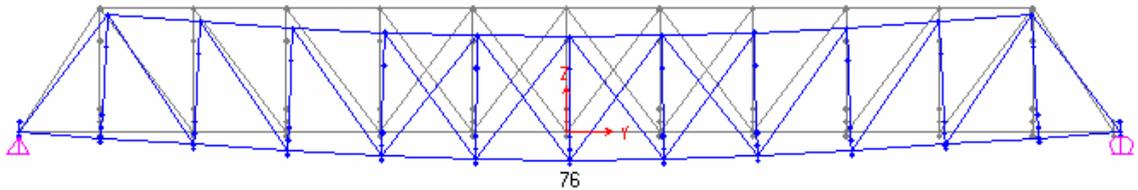


Figura 6.102 (b) - Deformada da modelagem como pórtico espacial da Ponte 2; maior deslocamento; plano YZ.

A modelagem como treliça espacial, por sua vez, apresentou maior deslocamento no nó 75. Esse deslocamento foi de 113,38 mm em X, 16,21 mm em Y e -143,79 mm em Z.

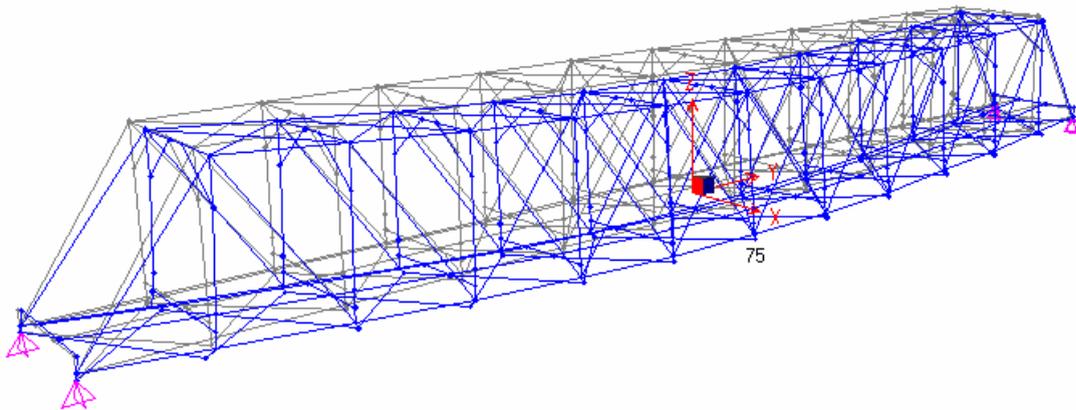


Figura 6.103 (a) – Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 2; maior deslocamento: nó 75 (113,38 mm em X, 16,21 mm em Y e -143,79 mm em Z).

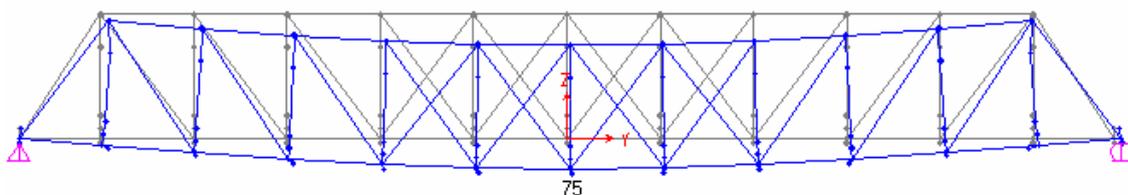


Figura 6.103 (b) - Deformada da modelagem como treliça espacial da Ponte 2; maior deslocamento; plano YZ.

Já a modelagem como treliça plana apresentou maior deslocamento no nó 75. Esse deslocamento foi de 16,14 mm em Y e -131,77 mm em Z.

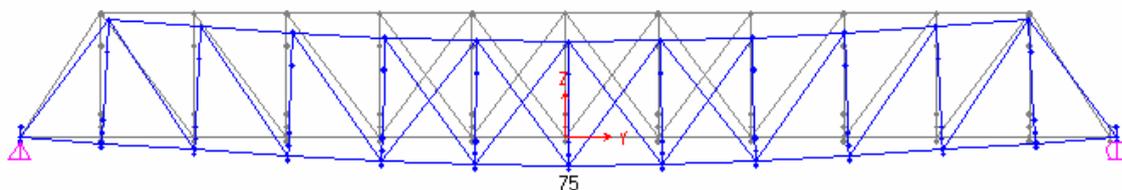


Figura 6.104 – Deformada da modelagem como treliça plana da Ponte 2; maior deslocamento: nó 75 (16,14 mm em Y e -131,77 mm em Z).

A seguir é apresentada uma tabela com os valores dos deslocamentos máximos calculados para cada modelo empregado. Verifica-se que os valores são praticamente os mesmos, evidenciando que existe uma boa correlação entre os modelos, principalmente quando se compara os modelos espaciais com aquele plano.

Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos para os três tipos de modelos.

Modelos	Deslocamentos Máximos (mm)		
	X (transversal)	Y (longitudinal)	Z (vertical)
Pórtico Espacial	11,27	15,27	132,89
Treliça Espacial	113,38	16,21	143,79
Treliça Plana	-----	16,14	131,77

Segundo especificações da norma americana AASHTO-LFRD (1994), o estado limite de serviço, quanto aos deslocamentos provocados pela carga móvel com impacto,

deve ser verificado de modo que não resulte um deslocamento maior que $L/800$, onde L é o vão da ponte. Como a Ponte 2 tem um vão de aproximadamente 51 m, $L/800 = 63,75$ mm. Como esse valor corresponde a aproximadamente metade daquele valor máximo de deslocamento que engloba também a carga permanente, os resultados mostram que os deslocamentos obtidos segundo os três modelos atendem a esse requisito.

6.2.2.8 – Introdução de Danos no Modelo de Treliça Plana devido à Corrosão

As verificações feitas pelo SAP2000 para o modelo danificado, utilizando a norma AISC-ASD89, apresentaram problemas quanto àquelas mesmas peças que não passaram quando da consideração da estrutura íntegra. Aqui também se verifica que o dano introduzido teve pouca influência na distribuição de esforços pela estrutura. Contudo, não se pode tirar nenhuma conclusão definitiva com uma única análise e deve-se aplicar as mesmas observações já feitas para a Ponte 1.

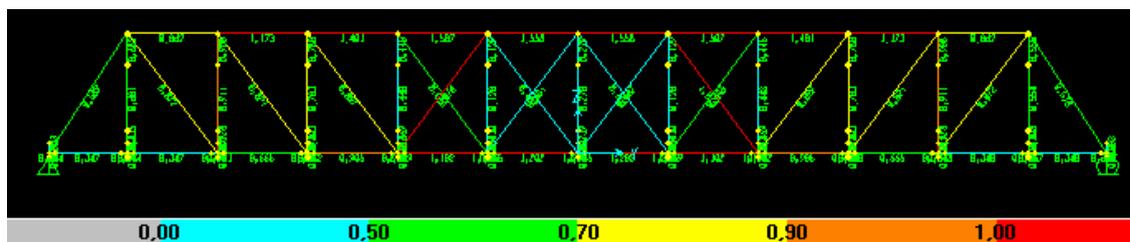


Figura 6.105 – Treliça principal da Ponte 2, danificada, modelada como treliça plana; TB 240.

6.3 – Avaliação da Integridade de Tintas

A seguir são apresentados dados sobre a avaliação comportamental de algumas tintas através de diferentes ensaios.

6.3.1 - Ensaio de Aderência

A primeira observação a ser feita, é a de que a espessura média de tinta seca, de um modo geral, ficou muito acima do que é recomendado pelo fabricante. Isso pode ter

ocorrido devido à má aplicação das tintas, seja por falta de uma mão-de-obra especializada ou pela presença de algum defeito no equipamento utilizado. Apesar de o ocorrido parecer não afetar os resultados de ensaios feitos em laboratório, é de grande importância que na prática essa espessura seja rigorosamente exigida para que não haja gasto excessivo de tinta, onerando assim, a proteção da estrutura. As Figuras 6.106 – 6.108 mostram alguns CPs após o procedimento para a verificação do grau de aderência. A Tabela 6.5 apresenta os resultados do ensaio de aderência.

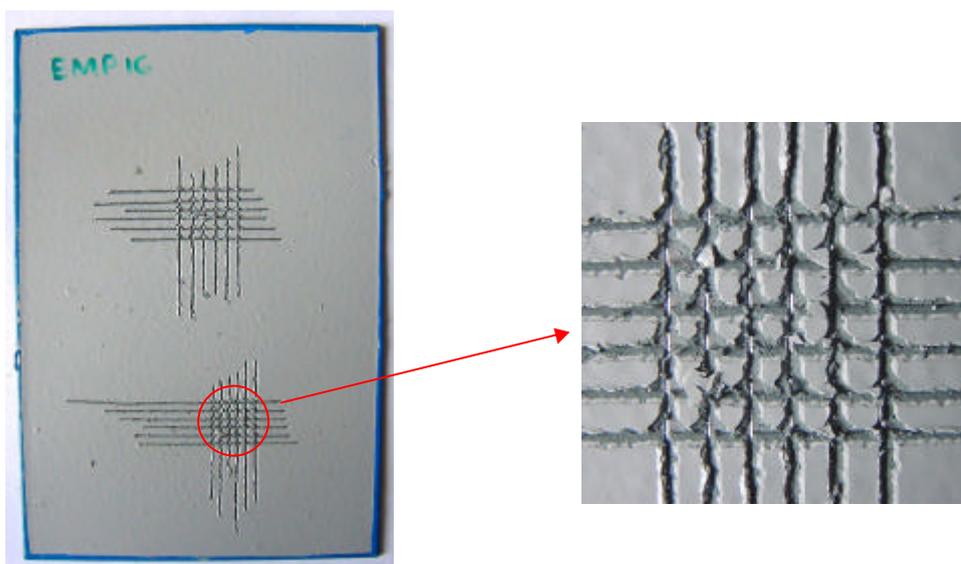


Figura 6.106 – CP após ensaio de aderência (amostra C) – Gr 2A.

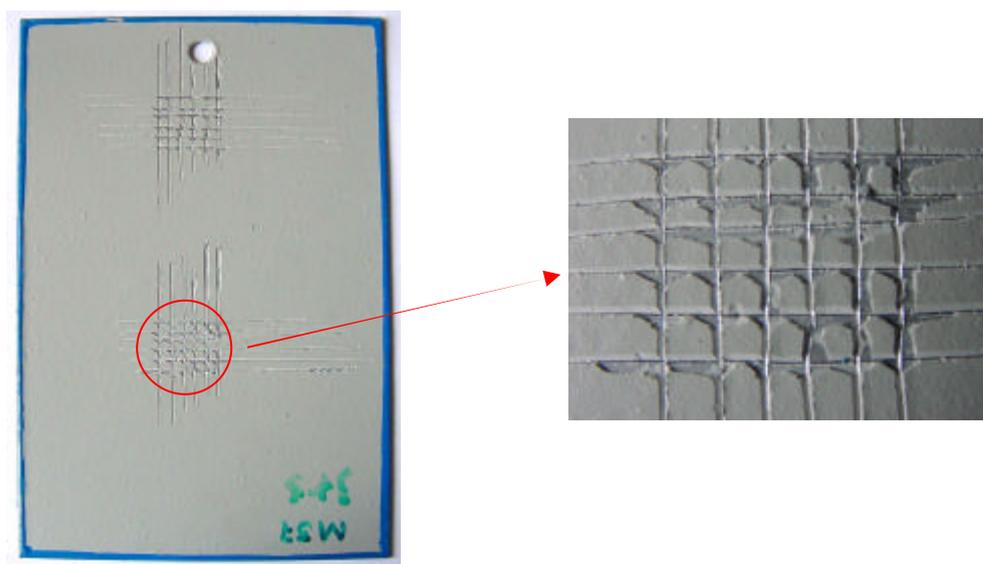


Figura 6.107 – CP após ensaio de aderência (amostra D) – Gr 2A.

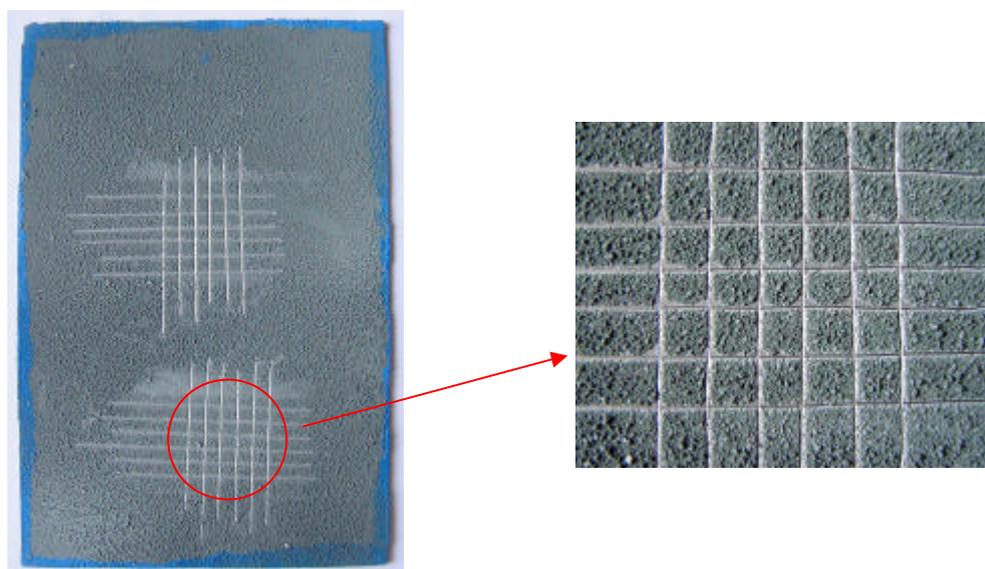


Figura 6.108 – CP após ensaio de aderência (amostra G) – Gr 1A.

Tabela 6.5 - Resultados do ensaio de aderência.

RESULTADOS OBTIDOS			
AMOSTRA	REVESTIMENTO	Espessura (Micrômetros)	AVALIAÇÃO DE PINTURAS
	Material		GA
A	Pr	113	Gr 0A
B	Pr + Me	306,02	Entre Gr 2A e Gr 3A
C	Pr + Me + Po	327,9	Gr 2A
D	Me	174,05	Gr 2A
E	Me + Po	285,45	Entre Gr 2A e Gr 3A
F	Es	143,05	Entre Gr 1A e Gr 2A
G	Es + Pr	339,45	Gr 1A
H	Es + Pr + Po	> 500	Entre Gr 2A e Gr 3A

Pelos resultados apresentados acima, se pode observar que os três sistemas (correspondentes às amostras C, E e H – Tabela 5.5) apresentaram comportamento

similar em termos de aderência de tinta, com desempenho regular. No entanto, nota-se que se aplicando apenas o *primer* no material o grau de aderência apresentou ótimo desempenho, pois o valor foi o mínimo. Obviamente para um bom desempenho do sistema de pintura para uma boa proteção anticorrosiva são necessários outros fatores complementares.

6.3.2 - Ensaio de Resistência à Névoa Salina

Os resultados destes ensaios são expressos através de: migração subcutânea (MS), grau de empolamento (G_{emp}) e grau de enferrujamento (G_{enf}).

Tendo-se conhecimento da zona de migração subcutânea, a MS para cada CP foi calculada usando-se uma das seguintes expressões [ABNT P-MB – 787/ 1974]:

$$MS = \frac{d - d_0}{2} \quad [6.1]$$

e

$$MS = \frac{a - ld_0}{2l} \quad [6.2]$$

onde

MS → migração subcutânea, em mm;

d → largura total média da zona de migração subcutânea, em mm;

d_0 → largura da ponta do buril, em mm.

l → comprimento da zona exposta medida, em mm;

a → área exposta total medida no comprimento l , em mm^2 ;

As Figuras 6.109 – 6.112 mostram alguns CPs após ensaios de resistência à névoa salina, onde foram analisaram-se após ensaios de grau de empolamento e migração subcutânea. A Tabela 6.6 apresenta os resultados encontrados nestes ensaios.

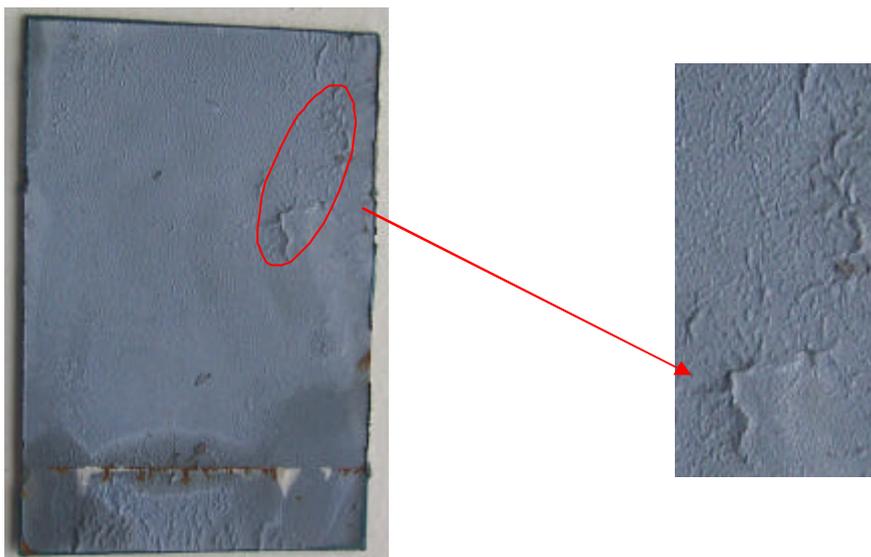


Figura 6.109 – Corpo-de-prova empregado em ensaio de névoa salina. Migração subcutânea ($MS = 0$), e empolamento ($G_{Emp} = d_3/t_5$) na amostra A após 2 semanas na câmara de névoa salina.

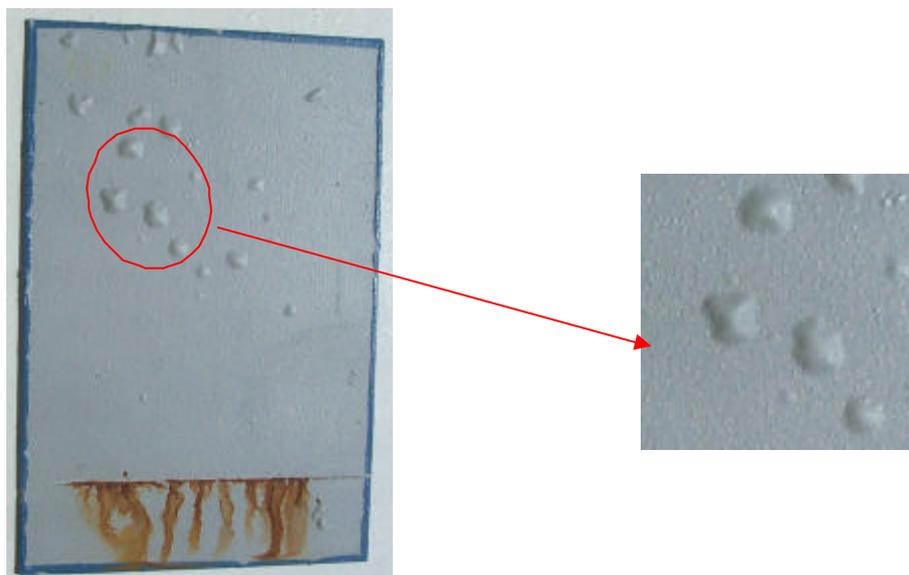


Figura 6.110 – Idem à Figura 6.109, para o CP B₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina ($MS = 0$ e $G_{Emp} = d_2/t_5$).

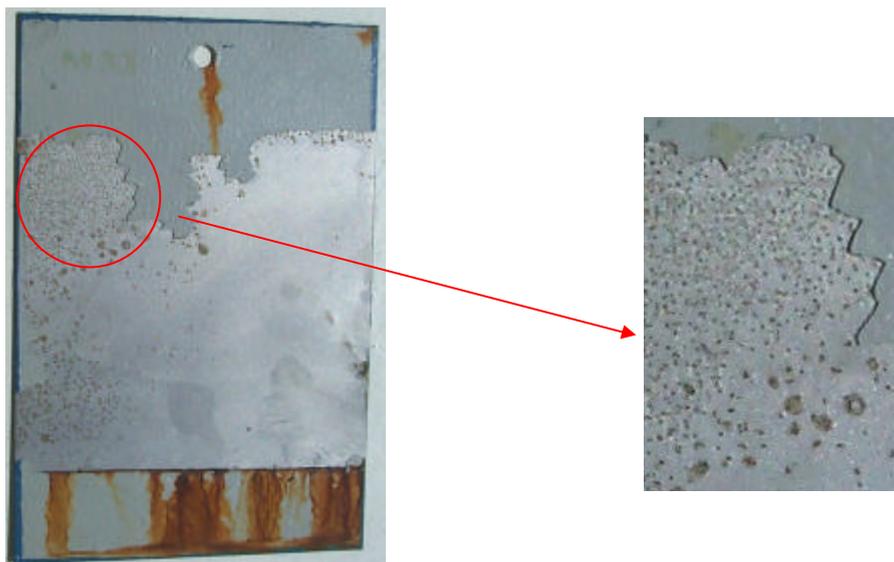


Figura 6.111 – Ensaio de migração subcutânea ($MS \cong 28$ mm) no CP D₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina; notam-se pontos de oxidação na superfície metálica.



Figura 6.112 – Idem à Figura 6.111, $MS = 7,20$ mm, no CP E₄ após 4 semanas na câmara de névoa salina.

Tabela 6.6 – Ensaio de Resistência à Névoa Salina.

RESULTADOS OBTIDOS			Duração do ensaio: até 5 semanas							
Amostra	REVESTIMENTO		SEMANAS DE ENSAIO					AVALIAÇÃO DE PINTURAS		
	Material	Espessura μm	1	2	3	4	5	G _{Emp}	G _{Enf}	MS (mm)
A ₁	Pr	113	x					d ₀ /t ₀	< F ₁	0
A ₂	Pr	113		x				d ₃ /t ₅	F ₀	0
A ₃	Pr	113			x			d ₃ /t ₂	F ₀	0
A ₄	Pr	113				x		d ₂ /t ₂	F ₀	0
A ₅	Pr	113					x	d ₄ /t ₄	F ₀	0
B ₁	Pr + Me	306,02	x					d ₂ /t ₄	F ₀	0
B ₂	Pr + Me	306,02		x				d ₃ /t ₄	F ₀	0
B ₃	Pr + Me	306,02			x			d ₂ /t ₄	F ₀	0
B ₄	Pr + Me	306,02				x		d ₂ /t ₅	F ₀	0
B ₅	Pr + Me	306,02					x	d ₂ /t ₄	F ₀	0
C ₁	Pr + Me + Po	327,09	x					d ₂ /t ₃	F ₀	1,5
C ₂	Pr + Me + Po	327,09		x				d ₀ /t ₀	F ₀	9,75
C ₃	Pr + Me + Po	327,09			x			d ₂ /t ₄	F ₀	0
C ₄	Pr + Me + Po	327,09				x		d ₂ /t ₃	F ₀	0
C ₅	Pr + Me + Po	327,09					x	d ₂ /t ₄	F ₀	0
D ₁	Me	174,05	x					d ₂ /t ₂	F ₀	29,86
D ₂	Me	174,05		x				d ₃ /t ₄	F ₀	36,88
D ₃	Me	174,05			x			d ₃ /t ₃	F ₀	35,04
D ₄	Me	174,05				x		d ₃ /t ₅	F ₀	27,63
D ₅	Me	174,05					x	d ₄ /t ₄	F ₀	25,79
E ₁	Me + Po	285,45	x					d ₂ /t ₂	F ₀	3,58
E ₂	Me + Po	285,45		x				d ₀ /t ₀	F ₀	4,84
E ₃	Me + Po	285,45			x			d ₂ /t ₄	F ₀	5,90
E ₄	Me + Po	285,45				x		d ₂ /t ₄	F ₀	7,20
E ₅	Me + Po	285,45					x	d ₂ /t ₄	F ₀	8,40
F ₁	Es	143,05	x					d ₀ /t ₀	< F ₁	0

RESULTADOS OBTIDOS			Duração do ensaio: até 5 semanas							
Amostra	REVESTIMENTO		SEMANAS DE ENSAIO					AVALIAÇÃO DE PINTURAS		
	Material	Espessura μm	1	2	3	4	5	G_{Emp}	G_{Enf}	MS (mm)
F ₂	Es	143,05		x				d_0/t_0	$< F_1$	0
F ₃	Es	143,05			x			d_0/t_0	F_0	0
F ₄	Es	143,05				x		d_0/t_0	F_0	0
F ₅	Es	143,05					x	d_0/t_0	F_0	0
G ₁	Es + Pr	339,45	x					d_0/t_0	F_0	0
G ₂	Es + Pr	339,45		x				d_0/t_0	F_0	0
G ₃	Es + Pr	339,45			x			d_0/t_0	F_0	0
G ₄	Es + Pr	339,45				x		d_0/t_0	F_0	0
G ₅	Es + Pr	339,45					x	d_0/t_0	F_0	0
H ₁	Es + Pr + Po	> 500	x					d_0/t_0	F_0	0
H ₂	Es + Pr + Po	> 500		x				d_0/t_0	$< F_1$	0
H ₃	Es + Pr + Po	> 500			x			d_0/t_0	F_0	0
H ₄	Es + Pr + Po	> 500				x		d_3/t_2	F_0	0
H ₅	Es + Pr + Po	> 500					x	d_0/t_0	F_0	0

A partir dos resultados encontrados na Tabela 6.6 foi possível observar que todos os sistemas apresentaram $G_{\text{enf}} F_0$, ou seja, não apresentaram enferrujamento (pontos de corrosão) sobre a tinta. No caso de empolamento, apenas o sistema 3 (Tabela 5.5) apresentou $G_{\text{emp}} d_0/t_0$, o que significa que este não apresentou bolhas. Já em relação à migração subcutânea, o sistema 2 (Tabela 5.5) apresentou-se com menor desempenho.

Dentre os sistemas de pintura empregados neste trabalho verifica-se que a aplicação de etil silicato de zinco, com *primer* epóxi-amida rico em zinco e esmalte poliuretano alifático (sistema 3) foi o que apresentou melhor desempenho em termos de integridade da tinta. No entanto, em função dos componentes presentes em sua constituição notou-se maior dificuldade de aplicação da tinta e que este também não apresentou um bom aspecto visual. Na seqüência de desempenho quem ficou em segundo lugar foi o esquema 1 (*primer* epóxi-amida rico em zinco, com *mastic* epóxi-amida econômico e esmalte poliuretano alifático). Finalmente, o sistema 2 (*mastic*

epóxi-amida econômico com esmalte poliuretano alifático) foi o que apresentou pior desempenho, principalmente em relação à migração subcutânea. Para os três sistemas de pintura o nº 3 apresentou maior espessura (superior a 500µm). Já o segundo e o primeiro apresentaram, aproximadamente 285 e 327µm, respectivamente. Salienta-se que na prática é fundamental seguir as recomendações dos fabricantes quanto a espessura das tintas, visando um bom desempenho agregado a um custo mínimo no emprego desta técnica de proteção (Furtado, 1982).

Um outro ponto que deve ser observado é a variação na composição das tintas em termos de percentagens sólidos/volume que geralmente estão disponíveis em tintas comerciais.

Um aspecto muito importante no desempenho de tintas como método eficaz de proteção metálica é o que antecede a etapa de aplicação do revestimento, através do preparo de superfície e, também, quanto ao grau de umidade relativa do ambiente. Deve-se com isso aplicar as tintas preferencialmente em períodos secos ou com umidade relativa inferior a 60%.

6.4 – Considerações Finais

As conclusões quanto às análises realizadas para as Pontes 1 e 2 são apresentadas na ordem em que os resultados foram mostrados ao longo do texto. Assim, se faz menção aos resultados obtidos em termos de valores máximos para a pior combinação de carregamento considerando a estrutura como construída (íntegra) e os valores máximos dos esforços para cada tipo de sistema resistente de carga que compõe cada ponte. Desse modo, tem-se uma visão geral da localização das peças mais solicitadas e das suas magnitudes e de como os esforços estão se distribuindo pela estrutura. A localização dessas peças mais solicitadas ajuda na análise da distribuição de danos (partes deterioradas) pela estrutura devido ao efeito da corrosão, com o objetivo de verificar se a localização daquelas peças mais solicitadas coincidem com aquelas mais deterioradas pela corrosão, o que nesse caso torna o problema da corrosão bem mais severo. É feita uma comparação, em termos de peças mais solicitadas, dos valores obtidos para os três tipos de modelos adotados. A seguir é feita uma verificação da capacidade de carga dos perfis (na sua grande maioria perfis compostos), comparando-

se a maior solicitação (onde essa maior solicitação se refere àquela obtida entre os três tipos de modelagens adotadas) atuante num dado perfil com o seu limite de resistência, para cada peça estrutural. Visando caracterizar a influência da corrosão na capacidade de carga da estrutura, é introduzida, ainda numa forma preliminar e inicial, uma hipótese de dano naquelas barras para as quais foi observada uma maior deterioração e que se apresenta com um certo padrão de distribuição de corrosão.

Sendo assim, pode-se apresentar os seguintes comentários sobre os resultados obtidos para as análises realizadas. Comentários que já foram apresentados ao longo do trabalho.

Considerações Sobre a Ponte 1

- É verificado que a distribuição de esforços nas treliças principais e nos outros componentes estruturais, quanto aos seus valores máximos, ocorrem praticamente para os mesmos elementos nos três modelos adotados (pórtico espacial, treliça espacial e treliça plana). Portanto, de um certo modo, pode-se dizer que o efeito da tridimensionalidade para a distribuição de esforços não é importante.
- Foi observada, visualmente, maior corrosão na região de ligação da treliça das passarelas com o banzo inferior da treliça principal.
- Como era esperado, as treliças principais são os sistemas portantes mais importantes, pois se apresentam suportando os maiores esforços, seguidas dos sistemas correspondentes às longarinas e transversinas, e estes por sua vez dos sistemas correspondentes aos contraventamentos inferior e superior. Para as treliças principais, tem-se os banzos superior e inferior como os elementos principais, seguidos das diagonais e montantes.
- Em termos de valores médios, verifica-se que o modelo em treliça plana, para os elementos dos banzos superior e inferior, apresenta-se com valores intermediários entre aqueles apresentados pelo modelo de pórtico (menores valores) e treliça

espacial (maiores valores). Já para os montantes, o modelo de treliça plana se apresenta com os menores valores.

- Quanto à diferença nos esforços quando se considera os seus sinais, se compressão ou tração, em geral é verificado que o modelo em pórtico espacial é aquele que se apresenta com os menores esforços, alternando essa posição ora com o modelo em treliça espacial ora com o modelo em treliça plana, dependendo se o esforço é tração ou compressão. É importante enfatizar também que os valores dos esforços obtidos para os três modelos, para aqueles elementos mais solicitados da treliça principal, não são muito dissonantes, apresentando-se com uma diferença de valores que na média deve ficar no máximo em torno de 10%. É observado que essa diferença é significativa para aqueles elementos pertencentes à longarina, quando se comparam os modelos espaciais de treliça e pórtico.
- Em termos dos esforços normais, pelo menos para aqueles elementos pertencentes à treliça principal, o tipo de modelagem não teve tanta influência nos valores obtidos. Quanto aos esforços obtidos para os outros sistemas componentes, como contraventamentos, longarina e transversina, salvo algumas exceções, como observado para a longarina, a ordem de grandeza dos esforços não é tão diferente, mudando apenas a localização e o tipo de elemento (montante, diagonal ou banço) para o qual esse esforço ocorre. Por outro lado, é preciso que se tenha em mente, que não foi analisado os valores dos momentos fletores que surgem quando da modelagem com elemento de pórtico, que no caso de pontes em treliça, são considerados como feitos secundários. É importante se frisar, que dependendo da ordem desses momentos, pode-se ter problemas na verificação da capacidade de carga dos perfis que compõem as peças estruturais, já que a mesma teria de ser verificada quanto à flexão oblíqua composta, constituindo-se numa verificação mais restritiva do que aquela correspondente a uma compressão simples.
- Quando as peças são verificadas quanto aos estados limites usando a norma brasileira, considerando-as submetidas somente a solicitações axiais, sejam de tração ou compressão, nota-se que todos os perfis apresentam uma reserva de

resistência considerável, mesmo aqueles que pertencem às treliças principais, cujos elementos são os mais solicitados. Percebe-se ainda que mesmo para o perfil mais solicitado, somente 60% de sua capacidade de resistência está sendo usada.

- Quando as verificações das peças são feitas via verificação automática usando o SAP2000, segundo as especificações da AISC-ASD89 (norma americana), verifica-se que, para a estrutura modelada como treliça plana, todas as barras passam na verificação. O mesmo é observado nas modelagens como pórtico espacial e treliça espacial, para as quais todos os elementos das treliças principais, responsáveis pelo suporte das maiores cargas da ponte, atendem às especificações de norma. No entanto, é verificado que quase todas as peças em diagonal do contraventamento superior, seja no modelo de pórtico ou de treliça, não passam na verificação. Para o modelo de pórtico espacial, certamente isso se deve ao tipo de elemento que é usado para discretizar essas peças componentes dos contraventamentos, ou seja, elemento de pórtico com nós rígidos nas extremidades, fazendo com que essas peças fiquem submetidas a esforços de flexão. O mesmo deve estar ocorrendo para a modelagem como treliça espacial. Mesmo que na modelagem como treliça espacial, as extremidades desses elementos em diagonal estejam rotuladas, deve-se se certificar se na discretização foi usado um elemento de pórtico, portanto com rigidez à flexão, mesmo rotulados nas extremidades, ou um elemento de treliça, que só possui rigidez axial. Esse mesmo comentário pode ser estendido para aquelas peças do contraventamento inferior, no modelo de pórtico espacial, onde se verifica que algumas delas não passaram na verificação. Pelo tipo de perfil adotado para a seção transversal desses elementos dos contraventamentos, pode-se afirmar que os mesmos não suportam maiores solicitações de flexão, já que são perfis bem mais leves.
- Ainda com respeito ao atendimento às especificações da AISC-ASD89, é verificado também que a maior parte dos perfis estão submetidos aproximadamente entre 50 e 70 % da sua capacidade máxima de resistência. O que indica uma certa folga, mesmo quando muitos dos elementos estão sendo verificados à solicitação oblíqua composta, devido à presença dos momentos e esforços axiais.

- Os deslocamentos máximos obtidos para os três modelos atendem ao requisito especificado pela norma americana AASHTO-LFRD (1994), quanto aos deslocamentos provocados pela carga móvel com impacto, de modo que não resulte um deslocamento maior que $L/800$, onde L é o vão da ponte.
- As verificações feitas pelo SAP2000 para o modelo danificado, utilizando a norma AISC-ASD89, indicaram que todas as peças atenderam às prescrições normativas. Isto indica que o dano introduzido teve pouca influência na distribuição de esforços pela estrutura. Contudo, não se pode tirar nenhuma conclusão definitiva com uma única análise. É preciso que se faça mais investigações, tanto em termos da extensão e distribuição do dano na peça e pela estrutura como na adoção de outros tipos de modelos de danos e modelagens em elementos finitos. Uma avaliação que pode ser feita de imediato é realizar para os três tipos de modelos uma análise paramétrica, variando a percentagem de perda de material da seção transversal, correspondentes àquelas peças que se apresentam com danos, e verificar a influência na distribuição dos esforços pela estrutura. Essa perda de material pode variar de 5% até a perda total da seção transversal, simulando assim a perda total de capacidade de carga da peça.

Considerações Sobre a Ponte 2

- Observa-se que para a treliça principal, semelhante ao que ocorreu para a Ponte 1, as barras mais solicitadas para os três tipos de modelos se concentram na extremidade da ponte, do lado do apoio móvel, e na parte central da treliça, nos elementos pertencentes aos banzos superior e inferior. Pouca diferença é notada na localização daqueles elementos mais solicitados para os outros sistemas componentes, compreendendo os contraventamentos superior e inferior e longarinas e transversinas.
- Em termos de valores médios, verifica-se que o modelo em pórtico espacial, para os elementos da treliça principal, apresenta-se com valores intermediários entre aqueles apresentados pelo modelo de treliça plana (menores valores) e treliça espacial (maiores valores). Verifica-se, assim, que houve uma pequena modificação em

relação à ordem observada para a Ponte 1, onde o modelo em pórtico espacial se apresentava com os menores valores. Para ambas as pontes, o modelo de treliça espacial é o que apresenta os maiores esforços. Um outro ponto que deve ser chamado à atenção se refere à diferença observada entre os esforços obtidos para os três modelos. Na Ponte 1 foi observada uma diferença máxima não maior que 16%, enquanto que para a Ponte 2 é observada uma diferença máxima da ordem de 35%. É importante se frisar que essa diferença máxima é observada entre os modelos de treliça espacial e plana, o que leva a crer que o impacto lateral e a carga de vento deve estar influenciando os cálculos. Quanto à ordem de grandeza dos esforços obtidos para a Ponte 2, verifica-se, para aqueles elementos da treliça principal e em termos de valores médios, que há um acréscimo de aproximadamente 85% para os elementos do banzo superior inferior e de 45% para os elementos da diagonal e dos montantes, quando se considera o modelo de treliça espacial que se apresenta com os maiores esforços.

- Quanto à diferença nos esforços quando se considera os seus sinais, se compressão ou tração, em geral é verificado que o modelo em pórtico espacial é aquele que se apresenta com os menores esforços, alternando essa posição ora com o modelo em treliça espacial ora com o modelo em treliça plana, dependendo se o esforço é tração ou compressão. Os valores dos esforços obtidos para os três modelos, para aqueles elementos mais solicitados da treliça principal, não diferem muito para aqueles elementos da diagonal e montantes. Por outro lado, os esforços referentes àqueles elementos dos banzos superior e inferior estão bem diferentes. Os valores obtidos para os outros elementos dos sistemas componentes se apresentam com uma boa concordância.
- Quando as peças são verificadas quanto ao estados limites usando a norma brasileira, valem as mesmas observações feitas quando da análise dos valores das capacidades de carga das peças da Ponte 1. Nota-se que todos os perfis apresentam uma reserva de resistência considerável, mesmo aqueles que pertencem às treliças principais, cujos elementos são os mais solicitados. Percebe-se ainda que os perfis mais solicitados, aqueles dos montantes da treliça principal, estão com

aproximadamente 80% de sua capacidade de resistência sendo usada, no entanto, a solicitação no banzo superior da treliça principal chegou a 96% de sua capacidade de resistência.

- Quando as verificações das peças são feitas via verificação automática usando o SAP2000, segundo as especificações da AISC-ASD89 (norma americana), verifica-se que a Ponte 2 se apresenta com um número maior de elementos que não atendem às prescrições de norma. Quanto ao modelo de pórtico espacial, aquelas barras pertencentes aos contraventamentos superior e inferior que não passam na verificação não inspiram maiores cuidados, porque certamente se devem ao tipo de elemento que é usado para discretizar essas peças componentes dos contraventamentos, como já comentado para a Ponte 1. Já aqueles elementos que pertencem ao banzo superior que não passam na verificação merecem uma análise mais detalhada. Deve-se verificar os valores resultantes para os momentos fletores e fazer uma verificação da peça à solicitação oblíqua composta para verificar a sua resistência. Neste caso, se tem valores bem maiores de solicitação axial juntamente com maiores valores de momento fletor. Com certeza, esses perfis foram dimensionados somente à solicitação axial e isso faz uma grande diferença em termos de capacidade resistente. Como os outros modelos (treliça espacial e plana) tiveram elementos das treliças principais discretizados como elementos de pórtico, pode-se aplicar o mesmo comentário anterior.

- As possibilidades que deveriam ser analisadas em relação àquelas peças que não atenderam às prescrições de normas são, à primeira vista:
 1. trem-tipo utilizado é mais pesado que aquele usado para o projeto da ponte. Essa possibilidade não parece muito plausível, já que o TB 240 não é o mais pesado e segundo a norma brasileira o TB-360 é para ser usado para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes.
 2. a modificação do tipo de solicitação (de compressão para flexão oblíqua composta), impondo restrições mais rígidas sobre a peça.

3. as normas atuais baseadas nos estados limites, juntamente com a modificação do tipo de solicitação, são mais rigorosas que as antigas baseadas nas tensões admissíveis.
- Os deslocamentos máximos obtidos para os três modelos atendem ao requisito especificado pela norma americana AASHTO-LFRD (1994), quanto aos deslocamentos provocados pela carga móvel com impacto, de modo que não resulte um deslocamento maior que $L/800$, onde L é o vão da ponte.

7. CONCLUSÕES

Este trabalho permitiu chegar às seguintes conclusões:

- A distribuição de esforços nas treliças principais e nos outros elementos, quanto aos seus valores máximos, ocorrem praticamente para os mesmos elementos nos três modelos adotados (pórtico espacial, treliça espacial e treliça plana) ou seja, o efeito da tridimensionalidade para a distribuição de esforços não é importante;
- Os perfis apresentaram boa reserva de resistência quando verificados para esforços axiais, de acordo com a norma brasileira. No entanto, quando verificados através da utilização do SAP2000, de acordo com a norma americana AISC-ASD89, o mesmo não ocorreu;
- O dano introduzido no modelo (redução de 5% da seção transversal) teve pouca influência na distribuição de esforços pela estrutura;
- Verificou-se que a Ponte Marechal Hermes encontra-se em elevado estado de degradação por corrosão, principalmente, em regiões onde ocorre acúmulo de eletrólito;
- Os locais com presença de frestas têm desenvolvido intenso ataque corrosivo. Nestas regiões desenvolvem-se produtos de corrosão que atuam como concentradores de tensão provocando deformação e até ruptura de algumas peças que compõem os elementos estruturais;
- É necessário um preparo de superfície adequado, com especial atenção para as frestas e ligações e, posteriormente, aplicar o revestimento através de pintura;
- A partir de ensaios de névoa salina verificou-se que o sistema de pintura de melhor desempenho foi com aplicação de etil silicato de zinco com *primer* epóxi-amida rico em zinco e esmalte poliuretano alifático;
- Diante dos dados obtidos e da espontaneidade do fenômeno de corrosão é necessário que se faça manutenção periódica na Ponte Marechal Hermes.

8. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- Introduzir modelos de danos nas peças estruturais sob degradação por corrosão baseados na taxa de corrosão do material;
- Realizar análises como aquelas encontradas na literatura técnica-científica, onde a abordagem adotada é baseada em métodos de confiabilidade, portanto usando técnicas estatísticas, de modo a incorporar os aspectos de aleatoriedade de determinadas variáveis que interferem no processo;
- Realizar uma análise de vibração livre para determinação das frequências e modos naturais de vibração da estrutura para a estrutura íntegra e danificada;
- Realizar ensaios eletroquímicos que determinam a taxa de corrosão do material em determinados meios;
- Realizar ensaios de névoa salina com outros sistemas de pintura obedecendo as recomendações de espessura dos fabricantes de tintas;
- Caracterizar o produto de corrosão;
- Utilizar ensaios cíclicos de corrosão atmosférica ao invés de névoa salina;
- Identificar casos patológicos em outras pontes metálicas similares à Ponte Marechal Hermes, correlacionando os sistemas corrosivos metais/meios.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Carga de vento em edificações** – 1988.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre** – 1984, 6p.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias** – 1982, 3p.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações** – 1980, 6p.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **P-MB – 786 Determinação do grau de empolamento de superfícies pintadas** – 1984, 7p.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 772 - Determinação do grau de enferrujamento de superfícies pintadas** – 1974, 7p.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **P-MB – 985 Ensaio de aderência em tintas e revestimentos similares** – 1984, 4p.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **P-MB – 787 Execução de ensaios de resistência à névoa salina de superfícies pintadas ou com revestimentos similares** – 1974, 5p.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios** – 1986, 200p.
10. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **B117 - Standard method of salt spray (fog) testing** – 1973, p 94-101.
11. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E8M - Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials** – 1995, p.84.

12. ANDRADE, P. B. (2000). **Curso Básico de Estruturas de Aço**, 3ª edição, 179p., Belo Horizonte.
13. BATTISTA, R. C. e BARBOSA, F. S. (2000). **Reabilitação de Pontes Metálicas Ferroviárias por Aço Composta de Lajes de Concreto Armado**, XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 16p., Rio de Janeiro.
14. BEER, F. P. and JOHNSTON Jr., E. R. (1995). **Resistência dos Materiais**, 1255p., São Paulo.
15. CÂNDIDO, L. C. (2001). **Corrosão - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP**, 46p., Ouro Preto.
16. CÂNDIDO, L. C. (2002). **Patologia - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP**, 108p., Ouro Preto.
17. CÂNDIDO, L. C. (2003). **Aços – Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP**, 25p., Ouro Preto.
18. CARNASCIALI, C. C. (1976). **Estruturas metálicas na prática**, 174p., São Paulo.
19. CHAWLA, S.L., GUPTA, R.K. (1995). **Materials selection for corrosion control**, 508p., ASM International.
20. CHIAVERINI, V. (1998). **Aços e ferros fundidos**, 599p., São Paulo.
21. COLPAERT, H. (1977). **Metalografia dos produtos siderúrgicos comuns**, p 1-198, São Paulo.
22. DIAS, L. A. M. (2000). **Estruturas de Aço – Conceitos, Técnicas e Linguagem**, p. 111–148, São Paulo.
23. DUTRA, A.C., NUNES, L.P. (1987) - **Proteção Catódica - Técnica de Combate à Corrosão**, 208P., Ed. Técnica LTDA (RJ).

24. FONTANA, M.G., GREEN, N.D. (1967) - **Corrosion Engineering**, 391p., McGrawHill Book Co., New York.
25. FURTADO DA SILVA, P. (1981) – **Introdução à Corrosão e Proteção das Superfícies Metálicas**, 357p., Imprensa Universitária da UFMG, Belo Horizonte.
26. GALAMBOS, T. V. (1988). **Guide to Stability Design – Criteria for Metal Structures**, 786p., USA.
27. GENTIL, V. (2003). **Corrosão**, 341p., Rio de Janeiro.
28. GUERRA, E. O. (1994). **Curso de Pontes Metálicas – Notas de Aula do Instituto Politécnico da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais**, 84p., Belo Horizonte.
29. JONES, D. A. (1992). **Principles and Prevention of Corrosion**, p. 1-38, New York.
30. KAYSER, J. R. and NOWAK, A. S. (1989). **Capacity Loss Due to Corrosion in Steel-Girder Bridges**, Journal of Structural Engineering, vol. 115, Nº 6, p.1524-1537.
31. KIM, S. E. (1998). **Direct Design of Truss Bridges Using Advanced Analisis**, Structural Engineering and Mechanics, vol. 6, Nº 8, p.871-882, Korea.
32. McCREA, A.; CHAMBERLAIN, D.; NAVON, R. (2001). **Automated Inspection and Restoration of Steel Bridges – A Critical Review of Methods and Enabling Technologies**, Automation in Construction 11, Elsevier, p.351-373, UK.
33. NEVES, F. A. (2001). **Avaliação Preliminar da Ponte Ferroviária Metálica Sobre o Rio São Francisco**, 57p., Ouro Preto.
34. Norma sueca **SIS 05 5900 Padrões visuais de preparação de superfícies de aço** – 1967.

35. NUNES, L. P. e LOBO, A. C. O. (1998). **Pintura Industrial na Proteção Anticorrosiva**, p. 1-33, Rio de Janeiro.
36. PANNONI, F. D. (2004). **Coletânea do Uso do Aço 2 – Princípios da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio**, vol. 2, 2ª edição, p. 13–66, Açominas.
37. PARK, C. H.; NOWAK, A. S.; Das, B. C.; FLINT, A. R. (1999). **Time-varying Reliability Model of Steel Girder Bridges**, Proc. Instn. Civ. Engrs Structs & Bldgs 128, p.359-367.
38. PARKINS, R.N. (1982) - **Corrosion Processes**, 317p., Applied Science Publishers LTD, London/New York.
39. RADOJICIC, A. (2001). **Models for Identification of Cost Effective Interventions on Existing Structures – THÈSE N° 2474**, École Polytechnic Fédérale de Lausanne, p.19-25, Lausanne.
40. SALMON, C. G. and JOHNSON, J. E. (1980). **Steel Structures – Design and Behavior**, Second Edition, p.390-393, New York.
41. SARVESWARAN, V.; SMITH, J. W.; BLOCKLEY, D. I. (1998). **Reliability of Corrosion-Damaged Steel Structures Using Interval Probability Theory**, Structural Safety 21, Elsevier, p.237-255, UK.
42. SARVESWARAN, V. and ROBERTS, M. B. (1998). **Reliability Analysis of Deteriorating Structures – The Experience and Needs of Practicing Engineers**, Structural Safety 20, Elsevier, p.358-372, UK.
43. SHEIR, L. L.; JARMAN, R. A.; BURSTEIN, G. T. (1994). **Corrosion – vol. 2 – Corrosion Control**, Oxford.
44. SÜSSEKIND, J. C. (1979). **Curso de Análise Estrutural – 1 Estruturas Isostáticas**, 365p., Porto Alegre.

45. THIEL, M. E.; ZULFIGAR, K.; ENGELHARDT, M. D. (2001). **Evaluation and Rehabilitation of Historic Metal Truss Bridges: Survey of Literature and Current Practices**, Technical Report Documentation Page – Report N° FHWA/TX-0-1741-1, p.21-43, Texas.
46. TRAUTNER, J. J. and FRANGOPOL, D. M., (1990) **Computer Modeling and Reliability Evaluation of Steel Through Truss Bridges**, Structural Safety 7, Elsevier, p.255-267, Colorado.
47. WOODWARD, R. J.; CULLINGTON, D. W.; DALY, A. F.; VASSIE, P. R.; HAARDT, P.; KASHNER, R.; ASTUDILLO, R.; VELANDO, C.; GODART, B.; CREMONA, C.; MAHUT, B.; RAHARINAIVO, A.; LAU,; MARKEY, I.; BEVC, L.; PERUŠ, I. (2001). **Final Repor – Contract n° RO – 97 – SC.2220**, p. 29-100, BRIME.

ANEXOS

ANEXO I

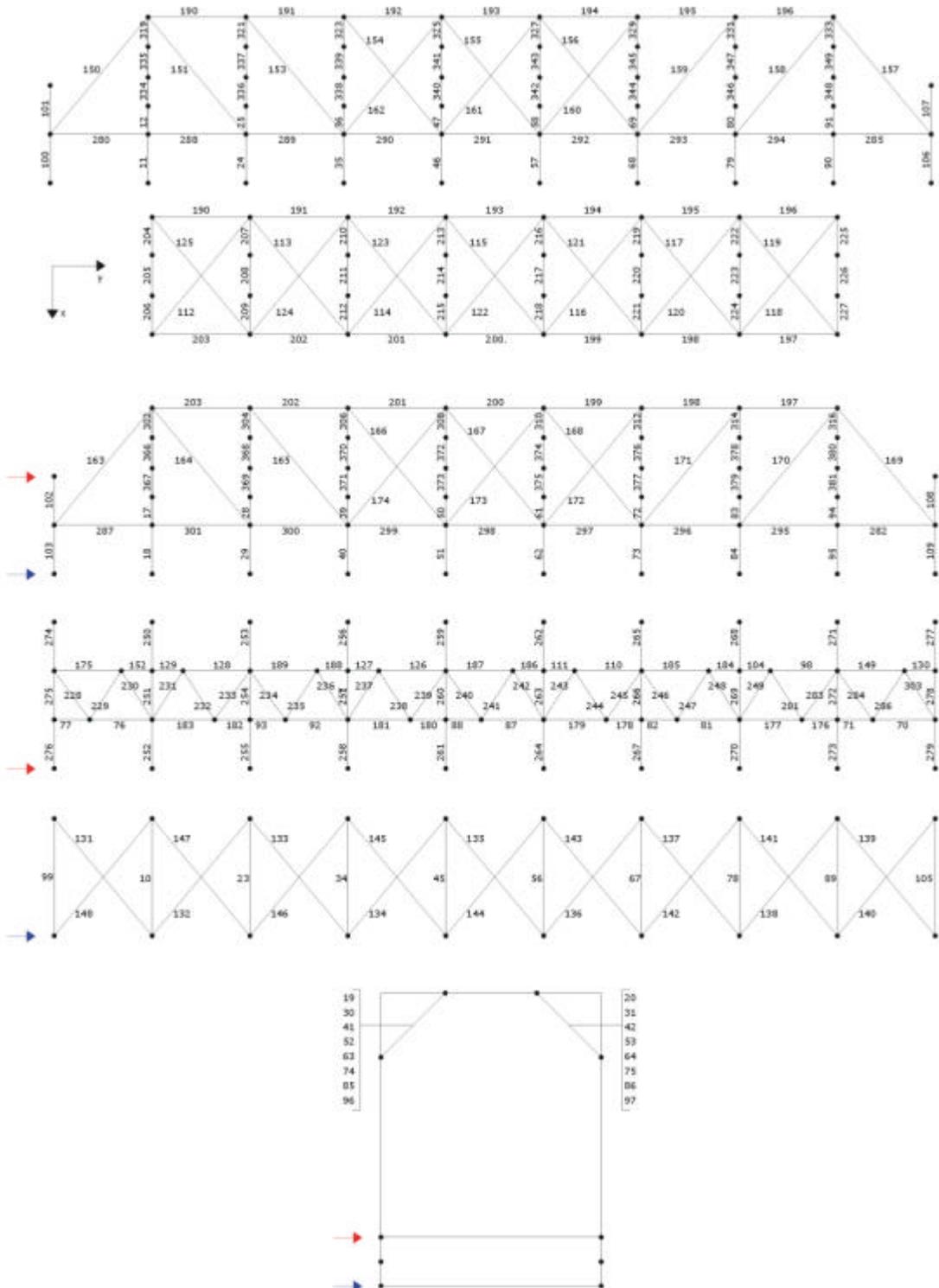


Figura A1.1 – Numeração das barras nas modelagens da Ponte 1.

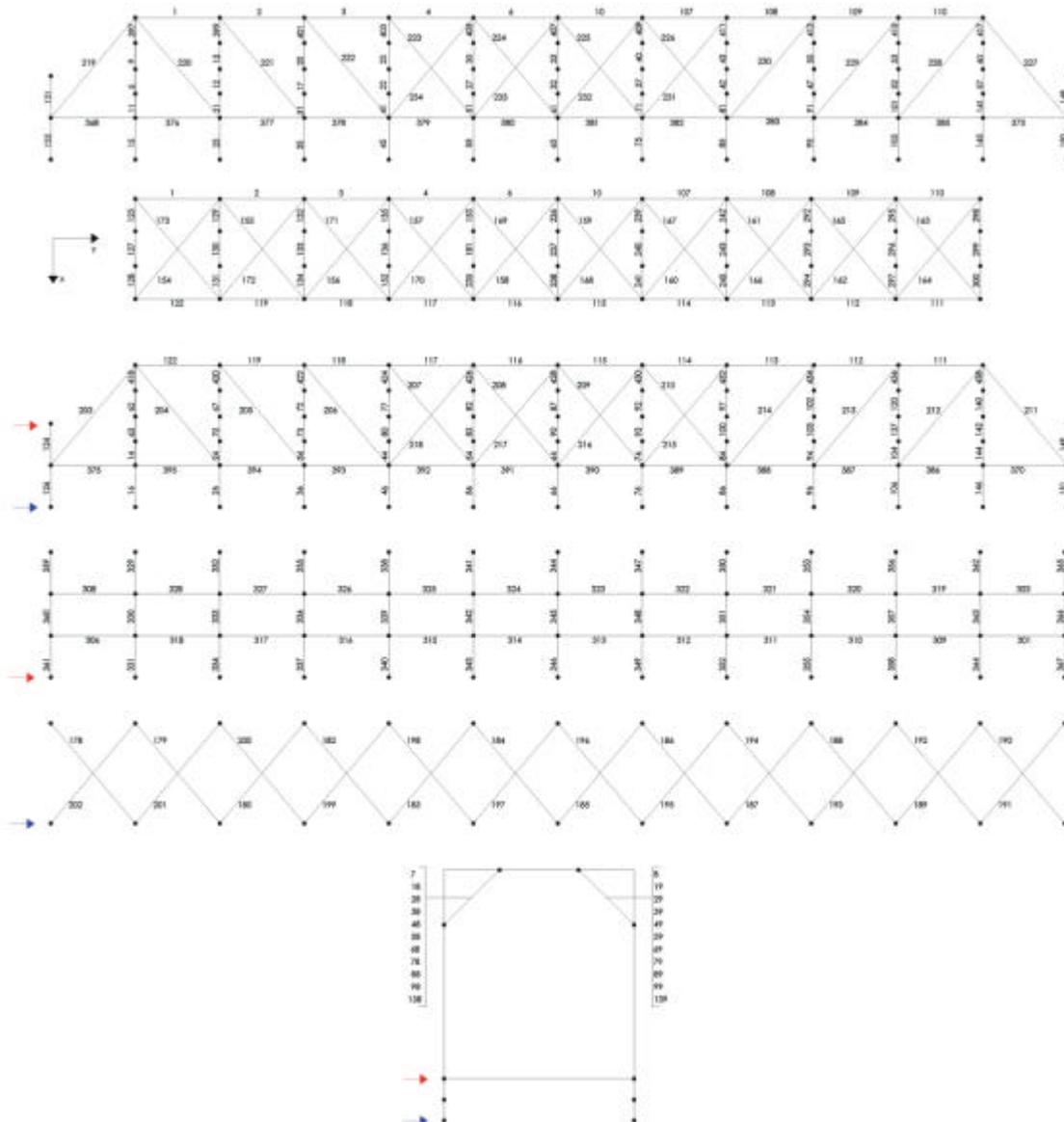
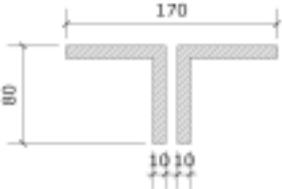
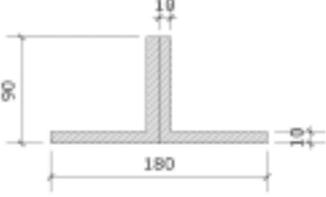
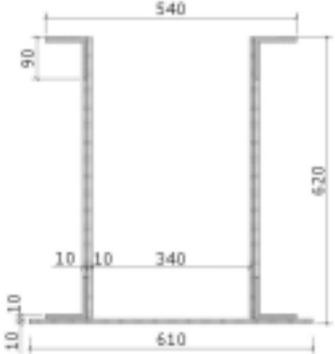


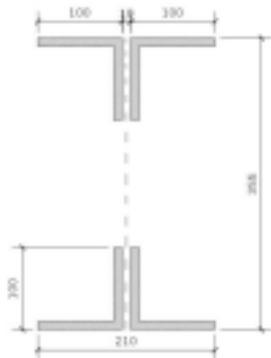
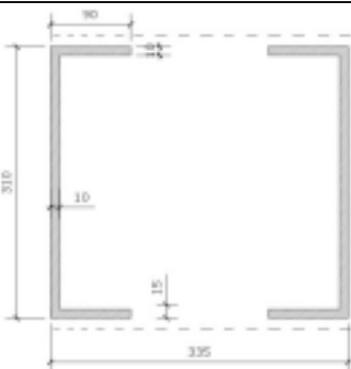
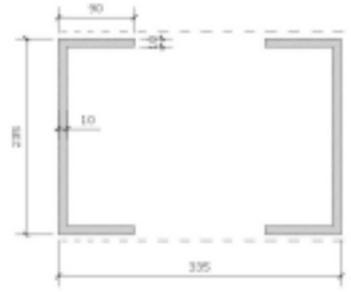
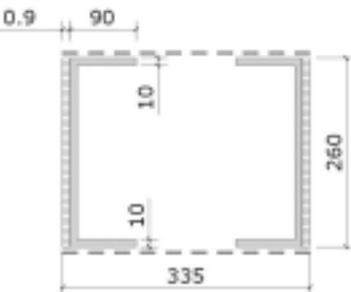
Figura A1.2 – Numeração das barras nas modelagens da Ponte 2.

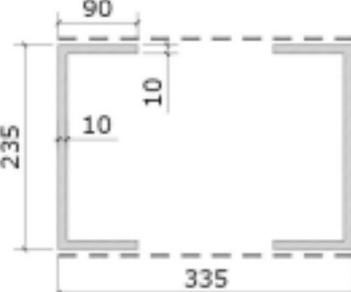
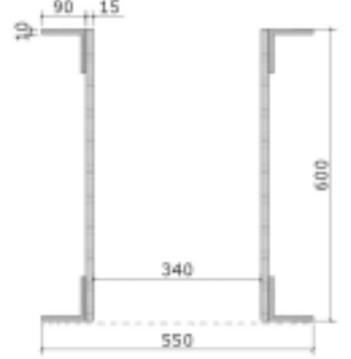
ANEXO II

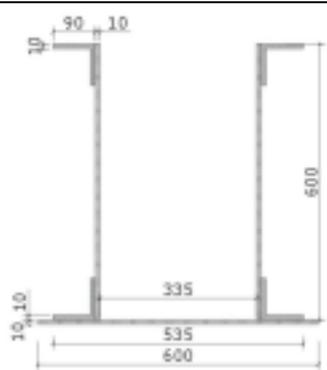
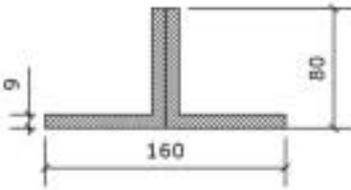
A seguir serão apresentados os perfis que compõem a PMH, suas dimensões (mm) e suas propriedades geométricas (área A, momento de inércia I e constante de torção J) . Os momentos de inércia I_2 e I_3 foram calculados em relação aos eixos baricêntricos sendo que o eixo 2 corresponde ao eixo vertical e o eixo 3 ao eixo horizontal.

Tabela A2.1 – Propriedades geométricas dos perfis da Ponte 1.

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 2L 8x8x1	30,00	424,50	177,97	10,00
 2 L 9x9x1	34,00	491,30	258,40	11,33
 2C 61x62	459,00	115.151,08	1.569.297,00	112,00

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2C 21x35</p>	76,00	1.582,33	15.365,08	25,30
 <p>CX 33x30</p>	201,00	41.522,69	21.615,75	126,00
 <p>CX 33x31</p>	94,00	20.965,71	12.167,83	31,30
 <p>CX 33x26</p>	130,80	28.631,94	10.568,00	40,60

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>CX 35x15</p>	30,00	8.929,38	562,5	10,00
 <p>CX 33x23</p>	79,00	17.003,52	6.215,65	26,30
 <p>CX 33x22</p>	78,76	17.346,21	5.271,00	31,80
 <p>2C 55x60</p>	248,00	87.586,66	105.502,67	158,00

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2C 60x60</p>	246,00	81.848,00	124.722,00	88,00
 <p>2L 8x8x09</p>	27,18	311,00	160,00	7,02
 <p>2C 19x60</p>	68,00	1.177,67	51.503,00	22,70
 <p>I 860</p>	222,00	3.522,50	277.002,00	154,00

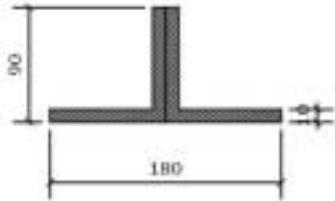
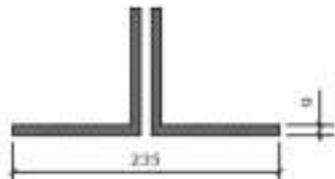
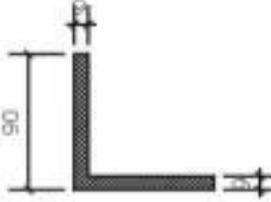
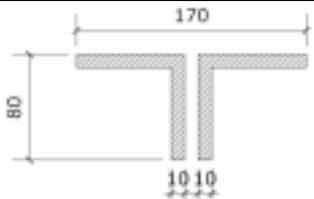
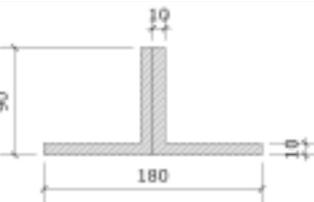
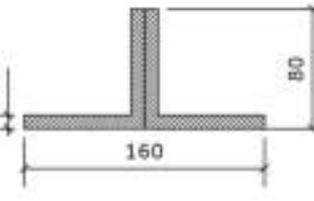
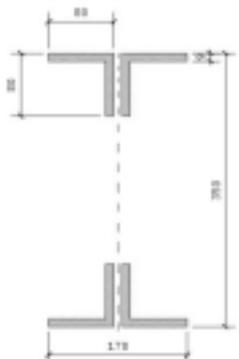
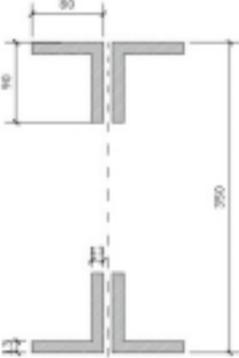
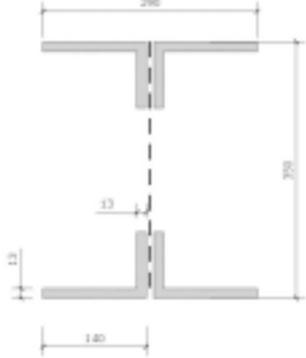
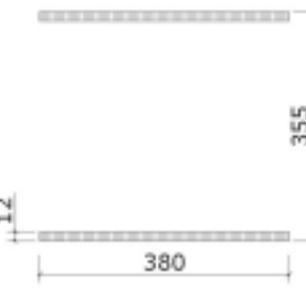
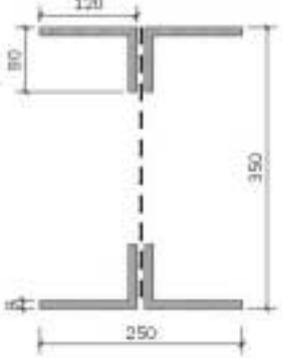
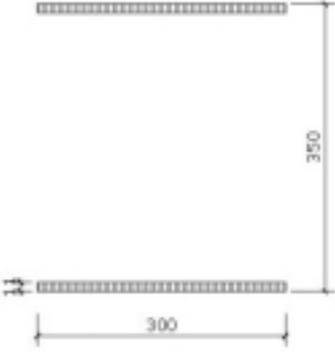
Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2L 9x9x09</p>	30,78	441,00	236,00	7,99
 <p>I 475</p>	147,00	2534,00	55.170,00	219,40
 <p>2 L 11x11</p>	37,98	1000	442,60	9,93
 <p>L 9x9x09</p>	15,39	118,10	118,10	3,995
 <p>RIGIDEZ</p>	881,00	214.600,00	3.410.000,00	3112,00

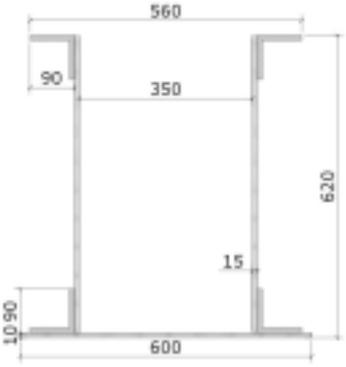
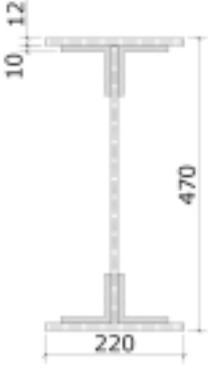
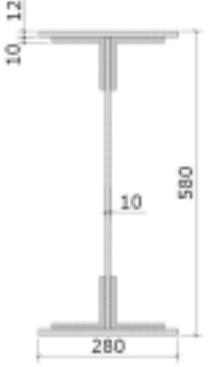
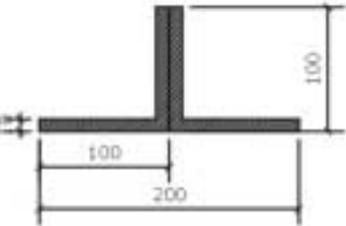
Tabela A2.2 - Propriedades geométricas dos perfis da Ponte 2.

Perfil (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2L 8x8x1</p>	30,00	424,50	177,97	10,00
 <p>2 L 9x9x1</p>	34,00	491,30	258,40	11,33
 <p>2L 8x8x09</p>	27,18	311,00	160,00	7,02
 <p>2C 19x60</p>	68,00	1.177,67	51.503,00	22,70
 <p>2C 56x62</p>	338,00	118.451,92	170.596,98	225,00

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2C 35x17</p>	54,36	794,77	12.834,48	14,60
 <p>CX 35x61</p>	195,20	60.528,27	54.480,97	167,00
 <p>2C 35x31</p>	118,04	6.558,75	28.461,77	66,50
 <p>CX 35x50</p>	160,00	33.333,33	44.656,53	137,00

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2C 35x29</p>	107,64	5.335,05	26.563,01	60,60
 <p>CX 35x45</p>	127,40	21.979,15	35.978,18	83,20
 <p>CX 35x38</p>	91,20	10.974,40	26.058,58	43,80
 <p>CX 35x10</p>	16,00	133,33	4.679,41	3,41

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>CX 35x25</p>	68,76	2.368,39	17.021,57	18,60
 <p>CX 35x20</p>	40,00	1.333,33	11.563,33	13,30
 <p>CX 35x30</p>	66,00	4.950,00	18.968,62	26,60
 <p>2C 60x55</p>	241,00	82.948,08	126.821,86	80,30

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p>2C 60x62</p>	311,00	111.279,42	156.667,80	180,00
 <p>I470</p>	151,76	2.895,02	57.091,31	54,90
 <p>I 580</p>	198,80	5.977,37	116.492,57	53,30
 <p>2L 10x10</p>	38,00	672,67	360,01	12,67

Perfil (mm)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I ₃ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
 <p data-bbox="389 645 523 678">RIGIDEZ</p>	881,00	214.600,00	3.410.000,00	3112,00

ANEXO III

Tabela A3.1 – Perfil das barras da Ponte 1.

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
10	2L 11x11	5.000
11	2C 21x35	200
12	2C 21x35	300
17	2C 21x35	300
18	2C 21x35	200
19	2L 9x9x1	2.542
20	2L 9x9x1	2.542
23	2L 11x11	5.000
24	CX 33x31	200
25	CX 33x31	300
28	CX 33x31	300
29	CX 33x31	200
30	2L 9x9x1	2.542
31	2L 9x9x1	2.542
34	2L 11x11	5.000
35	CX 33x23	200
36	CX 33x23	300
39	CX 33x23	300
40	CX 33x23	200
41	2L 9x9x1	2.542
42	2L 9x9x1	2.542
45	2L 11x11	5.000
46	CX 33x23	200
47	CX 33x23	300
50	CX 33x23	300
51	CX 33x23	200
52	2L 9x9x1	2.542
53	2L 9x9x1	2.542
56	2L 11x11	5.000
57	CX 33x23	200
58	CX 33x23	300
61	CX 33x23	300
62	CX 33x23	200
63	2L 9x9x1	2.542
64	2L 9x9x1	2.542
67	2L 11x11	5.000
68	CX 33x23	200
69	CX 33x23	300
70	I 475	2.333

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
71	I 475	1.167
72	CX 33x23	300
73	CX 33x23	200
74	2L 9x9x1	2.542
75	2L 9x9x1	2.542
76	I 475	2.333
77	I 475	1.167
78	2L 11x11	5.000
79	CX 33x31	200
80	CX 33x31	300
81	I 475	2.867
82	I 475	1.433
83	CX 33x31	300
84	CX 33x31	200
85	2L 9x9x1	2.542
86	2L 9x9x1	2.542
87	I 475	2.867
88	I 475	1.433
89	2L 11x11	5.000
90	2C 21x35	200
91	2C 21x35	300
92	I 475	2.867
93	I 475	1.433
94	2C 21x35	300
95	2C 21x35	200
96	2L 9x9x1	2.542
97	2L 9x9x1	2.542
98	I 475	2.867
99	2L 11x11	5.000
100	RIGIDEZ	200
101	RIGIDEZ	300
102	RIGIDEZ	300
103	RIGIDEZ	200
104	I 475	1.433
105	2L 11x11	5.000
106	RIGIDEZ	200
107	RIGIDEZ	300
108	RIGIDEZ	300
109	RIGIDEZ	200

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
110	I 475	2.867
111	I 475	1.433
112	2L 8x8x09	6.595
113	2L 8x8x09	6.595
114	2L 8x8x09	6.595
115	2L 8x8x09	6.595
116	2L 8x8x09	6.595
117	2L 8x8x09	6.595
118	2L 8x8x09	6.595
119	2L 8x8x09	6.595
120	2L 8x8x09	6.595
121	2L 8x8x09	6.595
122	2L 8x8x09	6.595
123	2L 8x8x09	6.595
124	2L 8x8x09	6.595
125	2L 8x8x09	6.595
126	I 475	2.867
127	I 475	1.433
128	I 475	2.867
129	I 475	1.433
130	I 475	1.167
131	2L 9x9x09	6.595
132	2L 9x9x09	6.595
133	2L 9x9x09	6.595
134	2L 9x9x09	6.595
135	2L 9x9x09	6.595
136	2L 9x9x09	6.595
137	2L 9x9x09	6.595
138	2L 9x9x09	6.595
139	2L 9x9x09	6.103
140	2L 9x9x09	6.103
141	2L 9x9x09	6.595
142	2L 9x9x09	6.595
143	2L 9x9x09	6.595
144	2L 9x9x09	6.595
145	2L 9x9x09	6.595
146	2L 9x9x09	6.595
147	2L 9x9x09	6.595
148	2L 9x9x09	6.103
149	I 475	2.333
150	2C 61x62	6.774
151	CX 33x30	7.220
152	I 475	1.167
153	CX 33x26	7.220
154	CX 33x26	7.220

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
155	CX 33x22	7.220
156	CX 35x15	7.220
157	2C 61x62	6.774
158	CX 33x30	7.220
159	CX 33x26	7.220
160	CX 33x26	7.220
161	CX 33x22	7.220
162	CX 35x15	7.220
163	2C 61x62	6.774
164	CX 33x30	7.220
165	CX 33x26	7.220
166	CX 33x26	7.220
167	CX 33x22	7.220
168	CX 35x15	7.220
169	2C 61x62	6.774
170	CX 33x30	7.220
171	CX 33x26	7.220
172	CX 33x26	7.220
173	CX 33x22	7.220
174	CX 35x15	7.220
175	I 475	2.333
176	I 475	1.433
177	I 475	2.867
178	I 475	1.433
179	I 475	2.867
180	I 475	1.433
181	I 475	2.867
182	I 475	1.433
183	I 475	2.867
184	I 475	1.433
185	I 475	2.867
186	I 475	1.433
187	I 475	2.867
188	I 475	1.433
189	I 475	2.867
190	2C 60x60	4.300
191	2C 60x60	4.300
192	2C 60x60	4.300
193	2C 60x60	4.300
194	2C 60x60	4.300
195	2C 60x60	4.300
196	2C 60x60	4.300
197	2C 60x60	4.300
198	2C 60x60	4.300
199	2C 60x60	4.300

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
200	2C 60x60	4.300
201	2C 60x60	4.300
202	2C 60x60	4.300
203	2C 60x60	4.300
204	2C 19x60	2.030
205	2C 19x60	940
206	2C 19x60	2.030
207	2C 19x60	2.030
208	2C 19x60	940
209	2C 19x60	2.030
210	2C 19x60	2.030
211	2C 19x60	940
212	2C 19x60	2.030
213	2C 19x60	2.030
214	2C 19x60	940
215	2C 19x60	2.030
216	2C 19x60	2.030
217	2C 19x60	940
218	2C 19x60	2.030
219	2C 19x60	2.030
220	2C 19x60	940
221	2C 19x60	2.030
222	2C 19x60	2.030
223	2C 19x60	940
224	2C 19x60	2.030
225	2C 19x60	2.030
226	2C 19x60	940
227	2C 19x60	2.030
228	L 9x9x09	2.037
229	L 9x9x09	2.037
230	L 9x9x09	2.037
231	L 9x9x09	2.201
232	L 9x9x09	2.201
233	L 9x9x09	2.201
234	L 9x9x09	2.201
235	L 9x9x09	2.201
236	L 9x9x09	2.201
237	L 9x9x09	2.201
238	L 9x9x09	2.201
239	L 9x9x09	2.201
240	L 9x9x09	2.201
241	L 9x9x09	2.201
242	L 9x9x09	2.201
243	L 9x9x09	2.201
244	L 9x9x09	2.201

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
245	L 9x9x09	2.201
246	L 9x9x09	2.201
247	L 9x9x09	2.201
248	L 9x9x09	2.201
249	L 9x9x09	2.201
250	I 860	1.665
251	I 860	1.670
252	I 860	1.665
253	I 860	1.665
254	I 860	1.670
255	I 860	1.665
256	I 860	1.665
257	I 860	1.670
258	I 860	1.665
259	I 860	1.665
260	I 860	1.670
261	I 860	1.665
262	I 860	1.665
263	I 860	1.670
264	I 860	1.665
265	I 860	1.665
266	I 860	1.670
267	I 860	1.665
268	I 860	1.665
269	I 860	1.670
270	I 860	1.665
271	I 860	1.665
272	I 860	1.670
273	I 860	1.665
274	I 860	1.665
275	I 860	1.670
276	I 860	1.665
277	I 860	1.665
278	I 860	1.670
279	I 860	1.665
280	2C 55x60	3.500
281	L 9x9x09	2.201
282	2C 55x60	3.500
283	L 9x9x09	2.201
284	L 9x9x09	2.037
285	2C 55x60	3.500
286	L 9x9x09	2.037
287	2C 55x60	3.500
288	2C 55x60	4.300
289	2C 55x60	4.300

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
290	2C 55x60	4.300
291	2C 55x60	4.300
292	2C 55x60	4.300
293	2C 55x60	4.300
294	2C 55x60	4.300
295	2C 55x60	4.300
296	2C 55x60	4.300
297	2C 55x60	4.300
298	2C 55x60	4.300
299	2C 55x60	4.300
300	2C 55x60	4.300
301	2C 55x60	4.300
302	2C 21x35	1.530
303	L 9x9x09	2.037
304	CX 33x31	1.530
306	CX 33x23	1.530
308	CX 33x23	1.530
310	CX 33x23	1.530
312	CX 33x23	1.530
314	CX 33x31	1.530
316	2C 21x35	1.530
319	2C 21x35	1.530
321	CX 33x31	1.530
323	CX 33x23	1.530
325	CX 33x23	1.530
327	CX 33x23	1.530
329	CX 33x23	1.530
331	CX 33x31	1.530
333	2C 21x35	1.530
334	2C 21x35	780
335	2C 21x35	3.190

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
336	CX 33x31	780
337	CX 33x31	3.190
338	CX 33x23	780
339	CX 33x23	3.190
340	CX 33x23	780
341	CX 33x23	3.190
342	CX 33x23	780
343	CX 33x23	3.190
344	CX 33x23	780
345	CX 33x23	3.190
346	CX 33x31	780
347	CX 33x31	3.190
348	2C 21x35	780
349	2C 21x35	3.190
366	2C 21x35	3.190
367	2C 21x35	780
368	CX 33x31	3.190
369	CX 33x31	780
370	CX 33x23	3.190
371	CX 33x23	780
372	CX 33x23	3.190
373	CX 33x23	780
374	CX 33x23	3.190
375	CX 33x23	780
376	CX 33x23	3.190
377	CX 33x23	780
378	CX 33x31	3.190
379	CX 33x31	780
380	2C 21x35	3.190
381	2C 21x35	780

Tabela A3.2 – Perfil das barras da Ponte 2.

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
1	2C 60x55	4.350
2	2C 60x55	4.350
3	2C 60x55	4.350
4	2C 60x55	4.350
5	2C 35x17	580
6	2C 60x55	4.350
7	2L 9x9x1	2.542
8	2L 9x9x1	2.542
9	2C 35x17	3.190
10	2C 60x55	4.350
11	2C 35x17	500
12	2C 35x31	580
13	2C 35x31	3.190
14	2C 35x17	500
15	2C 35x17	200
16	2C 35x17	200
17	2C 35x29	580
18	2L 9x9x1	2.542
19	2L 9x9x1	2.542
20	2C 35x29	3.190
21	2C 35x31	500
22	2C 35x29	580
23	2C 35x29	3.190
24	2C 35x31	500
25	2C 35x31	200
26	2C 35x31	200
27	CX 35x25	580
28	2L 9x9x1	2.542
29	2L 9x9x1	2.542
30	CX 35x25	3.190
31	2C 35x29	500
32	CX 35x25	580
33	CX 35x25	3.190
34	2C 35x29	500
35	2C 35x29	200
36	2C 35x29	200
37	CX 35x25	580
38	2L 9x9x1	2.542
39	2L 9x9x1	2.542
40	CX 35x25	3.190
41	2C 35x29	500
42	2C 35x29	580

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
43	2C 35x29	3.190
44	2C 35x29	500
45	2C 35x29	200
46	2C 35x29	200
47	2C 35x29	580
48	2L 9x9x1	2.542
49	2L 9x9x1	2.542
50	2C 35x29	3.190
51	CX 35x25	500
52	2C 35x31	580
53	2C 35x31	3.190
54	CX 35x25	500
55	CX 35x25	200
56	CX 35x25	200
57	2C 35x17	580
58	2L 9x9x1	2.542
59	2L 9x9x1	2.542
60	2C 35x17	3.190
61	CX 35x25	500
62	2C 35x17	3.190
63	2C 35x17	580
64	CX 35x25	500
65	CX 35x25	200
66	CX 35x25	200
67	2C 35x31	3.190
68	2L 9x9x1	2.542
69	2L 9x9x1	2.542
70	2C 35x31	580
71	CX 35x25	500
72	2C 35x29	3.190
73	2C 35x29	580
74	CX 35x25	500
75	CX 35x25	200
76	CX 35x25	200
77	2C 35x29	3.190
78	2L 9x9x1	2.542
79	2L 9x9x1	2.542
80	2C 35x29	580
81	2C 35x29	500
82	CX 35x25	3.190
83	CX 35x25	580
84	2C 35x29	500

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
85	2C 35x29	200
86	2C 35x29	200
87	CX 35x25	3.190
88	2L 9x9x1	2.542
89	2L 9x9x1	2.542
90	CX 35x25	580
91	2C 35x29	500
92	CX 35x25	3.190
93	CX 35x25	580
94	2C 35x29	500
95	2C 35x29	200
96	2C 35x29	200
97	2C 35x29	3.190
98	2L 9x9x1	2.542
99	2L 9x9x1	2.542
100	2C 35x29	580
101	2C 35x31	500
102	2C 35x29	3.190
103	2C 35x29	580
104	2C 35x31	500
105	2C 35x31	200
106	2C 35x31	200
107	2C 60x55	4.350
108	2C 60x55	4.350
109	2C 60x55	4.350
110	2C 60x55	4.350
111	2C 60x55	4.350
112	2C 60x55	4.350
113	2C 60x55	4.350
114	2C 60x55	4.350
115	2C 60x55	4.350
116	2C 60x55	4.350
117	2C 60x55	4.350
118	2C 60x55	4.350
119	2C 60x55	4.350
120	2C 35x31	3.190
121	RIGIDEZ	500
122	2C 60x55	4.350
123	2C 19x60	2.030
124	RIGIDEZ	500
125	RIGIDEZ	500
126	RIGIDEZ	500
127	2C 19x60	940
128	2C 19x60	2.030
129	2C 19x60	2.030

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
130	2C 19x60	940
131	2C 19x60	2.030
132	2C 19x60	2.030
133	2C 19x60	940
134	2C 19x60	2.030
135	2C 19x60	2.030
136	2C 19x60	940
137	2C 35x31	580
138	2L 9x9x1	2.542
139	2L 9x9x1	2.542
140	2C 35x17	3.190
141	2C 35x17	500
142	2C 35x17	580
144	2C 35x17	500
145	2C 35x17	200
146	2C 35x17	200
148	RIGIDEZ	500
149	RIGIDEZ	500
150	RIGIDEZ	500
151	RIGIDEZ	500
152	2C 19x60	2.030
153	2C 19x60	2.030
154	2L 8x8x09	6.627
155	2L 8x8x09	6.627
156	2L 8x8x09	6.627
157	2L 8x8x09	6.627
158	2L 8x8x09	6.627
159	2L 8x8x09	6.627
160	2L 8x8x09	6.627
161	2L 8x8x09	6.627
162	2L 8x8x09	6.627
163	2L 8x8x09	6.627
164	2L 8x8x09	6.627
165	2L 8x8x09	6.627
166	2L 8x8x09	6.627
167	2L 8x8x09	6.627
168	2L 8x8x09	6.627
169	2L 8x8x09	6.627
170	2L 8x8x09	6.627
171	2L 8x8x09	6.627
172	2L 8x8x09	6.627
173	2L 8x8x09	6.627
178	2L 10x10	6.280
179	2L 10x10	6.627
180	2L 10x10	6.627

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
181	2C 19x60	940
182	2L 10x10	6.627
183	2L 10x10	6.627
184	2L 10x10	6.627
185	2L 10x10	6.627
186	2L 10x10	6.627
187	2L 10x10	6.627
188	2L 10x10	6.627
189	2L 10x10	6.627
190	2L 10x10	6.280
191	2L 10x10	6.280
192	2L 10x10	6.627
193	2L 10x10	6.627
194	2L 10x10	6.627
195	2L 10x10	6.627
196	2L 10x10	6.627
197	2L 10x10	6.627
198	2L 10x10	6.627
199	2L 10x10	6.627
200	2L 10x10	6.627
201	2L 10x10	6.627
202	2L 10x10	6.280
203	2C 56x62	6.934
204	CX 35x61	7.250
205	CX 35x50	7.250
206	CX 35x45	7.250
207	CX 35x38	7.250
208	CX 35x20	7.250
209	CX 35x30	7.250
210	CX 35x10	7.250
211	2C 56x62	6.934
212	CX 35x61	7.250
213	CX 35x50	7.250
214	CX 35x45	7.250
215	CX 35x38	7.250
216	CX 35x20	7.250
217	CX 35x30	7.250
218	CX 35x10	7.250
219	2C 56x62	6.934
220	CX 35x61	7.250
221	CX 35x50	7.250
222	CX 35x45	7.250
223	CX 35x38	7.250
224	CX 35x20	7.250
225	CX 35x30	7.250

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
226	CX 35x10	7.250
227	2C 56x62	6.934
228	CX 35x61	7.250
229	CX 35x50	7.250
230	CX 35x45	7.250
231	CX 35x38	7.250
232	CX 35x20	7.250
233	CX 35x30	7.250
234	CX 35x10	7.250
235	2C 19x60	2.030
236	2C 19x60	2.030
237	2C 19x60	940
238	2C 19x60	2.030
239	2C 19x60	2.030
240	2C 19x60	940
241	2C 19x60	2.030
242	2C 19x60	2.030
243	2C 19x60	940
245	2C 19x60	2.030
292	2C 19x60	2.030
293	2C 19x60	940
294	2C 19x60	2.030
295	2C 19x60	2.030
296	2C 19x60	940
297	2C 19x60	2.030
298	2C 19x60	2.030
299	2C 19x60	940
300	2C 19x60	2.030
301	I 470	3.800
303	I 470	3.800
306	I 470	3.800
308	I 470	3.800
309	I 470	4.350
310	I 470	4.350
311	I 470	4.350
312	I 470	4.350
313	I 470	4.350
314	I 470	4.350
315	I 470	4.350
316	I 470	4.350
317	I 470	4.350
318	I 470	4.350
319	I 470	4.350
320	I 470	4.350
321	I 470	4.350

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
322	I 470	4.350
323	I 470	4.350
324	I 470	4.350
325	I 470	4.350
326	I 470	4.350
327	I 470	4.350
328	I 470	4.350
329	I 580	1.665
330	I 580	1.670
331	I 580	1.665
332	I 580	1.665
333	I 580	1.670
334	I 580	1.665
335	I 580	1.665
336	I 580	1.670
337	I 580	1.665
338	I 580	1.665
339	I 580	1.670
340	I 580	1.665
341	I 580	1.665
342	I 580	1.670
343	I 580	1.665
344	I 580	1.665
345	I 580	1.670
346	I 580	1.665
347	I 580	1.665
348	I 580	1.670
349	I 580	1.665
350	I 580	1.665
351	I 580	1.670
352	I 580	1.665
353	I 580	1.665
354	I 580	1.670
355	I 580	1.665
356	I 580	1.665
357	I 580	1.670
358	I 580	1.665
359	I 580	1.665
360	I 580	1.670
361	I 580	1.665
362	I 580	1.665
363	I 580	1.670
364	I 580	1.665
365	I 580	1.665
366	I 580	1.670

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
367	I 580	1.665
368	2C 60x62	3.800
370	2C 60x62	3.800
373	2C 60x62	3.800
375	2C 60x62	3.800
376	2C 60x62	4.350
377	2C 60x62	4.350
378	2C 60x62	4.350
379	2C 60x62	4.350
380	2C 60x62	4.350
381	2C 60x62	4.350
382	2C 60x62	4.350
383	2C 60x62	4.350
384	2C 60x62	4.350
385	2C 60x62	4.350
386	2C 60x62	4.350
387	2C 60x62	4.350
388	2C 60x62	4.350
389	2C 60x62	4.350
390	2C 60x62	4.350
391	2C 60x62	4.350
392	2C 60x62	4.350
393	2C 60x62	4.350
394	2C 60x62	4.350
395	2C 60x62	4.350
397	2C 35x17	1.530
399	2C 35x31	1.530
401	2C 35x29	1.530
403	2C 35x29	1.530
405	CX 35x25	1.530
407	CX 35x25	1.530
409	CX 35x25	1.530
411	2C 35x29	1.530
413	2C 35x29	1.530
415	2C 35x31	1.530
417	2C 35x17	1.530
418	2C 35x17	1.530
420	2C 35x31	1.530
422	2C 35x29	1.530
424	2C 35x29	1.530
426	CX 35x25	1.530
428	CX 35x25	1.530
430	CX 35x25	1.530
432	2C 35x29	1.530
434	2C 35x29	1.530

BARRA	PERFIL	COMPRIMENTO (mm)
436	2C 35x31	1.530
438	2C 35x17	1.530

ANEXO IV

Tabela A4.1 – Elementos mais solicitados da Ponte 1; combinação de carregamentos:
COMB 3.

ELEMENTO	BARRA	TIPO	N (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)	F (kN)
Diagonal	163	PE	-2.220,99	-102,40	-242,86	-2223,19
	164	PE	1.760,42	57,81	5,79	1765,11
	169	TE	-2.228,87	-175,78	0,00	-2250,24
	151	TE	1.838,10	27,76	8,39	1840,35
	150	TP	-2.157,72	0,00	0,00	-2157,72
	151	TP	1.788,31	0,00	8,39	1789,48
Montante	28	PE	-1.274,70	22,24	6,01	-1276,37
	302	PE	440,79	-0,29	29,44	443,23
	25	TE	-1.410,09	-172,27	-6,53	-1423,03
	316	TE	570,21	0,66	41,39	573,64
	25	TP	-1.060,87	0,00	-49,65	-1066,82
	319	TP	483,23	4,96	0,00	485,73
Banzo Superior	193	PE	-3.104,38	-8,18	15,89	-3105,32
	193	TE	-3.385,42	-15,44	0,00	-3386,81
	193	TP	-3.174,30	0,00	17,43	-3175,33
Banzo Inferior	298	PE	3.068,11	14,07	78,35	3073,64
	298	TE	2.996,54	47,76	6,16	3000,26
	291	TP	3.121,23	0,00	216,44	3136,49
Diagonal do Contrav. Superior	112	PE	-139,55	-0,28	-1,25	-140,38
	125	PE	35,05	0,12	0,53	35,40
	119	TE	-180,43	0,00	0,00	-180,43
	118	TE	73,90	0,00	1,59	74,96
Montante do Contrav. Superior	204	PE	-41,53	-1,90	8,47	-41,87
	212	PE	148,57	0,68	9,30	148,94
	225	TE	-63,28	0,38	30,31	-64,48
	216	TE	165,10	0,28	6,22	165,35
Diagonal do Contrav. Inferior	148	PE	-111,74	-0,22	-1,32	-112,51
	145	PE	223,53	0,28	0,77	223,98
	140	TE	140,05	0,00	1,54	140,95
Montante do Contrav. Inferior	56	PE	-79,72	-0,12	-1,00	-80,19
	89	PE	122,71	0,47	0,82	123,10
	67	TE	-75,40	-6,44	-1,01	-78,27
	23	TE	136,72	5,35	0,84	139,11
Transversina	259	PE	-343,31	-5,22	-280,46	-352,98
	274	PE	26,43	35,97	285,96	39,28
	279	TE	-346,90	-28,43	-335,18	-358,45
	274	TE	72,29	67,21	305,81	82,83

ELEMENTO	BARRA	TIPO	N (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)	F (kN)
Longarina	104	PE	-36,14	0,09	-210,41	-49,46
	87	PE	174,84	2,05	203,06	187,69
	111	TE	-362,55	1,17	-170,35	-373,33
	87	TE	452,39	1,84	202,49	465,20

Tabela A4.2 – Elementos mais solicitados da Ponte 2; combinação de carregamentos:

COMB 3.

ELEMENTO	BARRA	TIPO	N (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)	F (kN)
Diagonal	203	PE	-3.141,13	-144,45	-189,33	-3152,76
	204	PE	2.678,37	84,19	59,67	2686,65
	211	TE	-3.132,78	-345,21	0,00	-3160,36
	220	TE	2.764,67	0,00	32,54	2766,71
	219	TP	-2.900,34	0,00	0,00	-2900,34
	220	TP	2.553,92	0,00	0,00	2553,92
Montante	24	PE	-1.957,96	20,07	-1,01	-1963,56
	438	PE	450,23	2,37	35,70	452,88
	21	TE	-2.142,59	-269,45	-21,57	-2217,76
	418	TE	653,86	1,73	71,84	659,18
	21	TP	-1.664,26	0,00	-40,04	-1667,17
	397	TP	460,51	3,66	0,00	462,64
Banzo Superior	10	PE	-5.774,67	-11,02	30,08	-5776,38
	10	TE	-6.513,66	-28,49	0,00	-6515,94
	6	TP	-5.597,60	0,00	30,35	-5599,19
Banzo Inferior	390	PE	5.724,28	48,21	187,41	5735,81
	381	TE	5.633,54	136,65	7,91	5645,00
Diagonal do Contrav. Superior	156	PE	-252,05	-0,42	-1,10	-252,78
	173	PE	49,40	0,15	0,54	49,76
	163	TE	-332,73	0,00	0,00	-332,73
	164	TE	169,03	0,00	1,60	170,10
Montante do Contrav. Superior	123	PE	-51,26	-2,65	6,41	-51,51
	237	PE	299,47	0,08	32,03	300,74
	298	TE	-108,96	0,90	56,34	-111,19
Diagonal do Contrav. Inferior	236	TE	319,86	0,08	23,89	320,81
	202	PE	-199,66	-0,60	-2,10	-200,77
	201	PE	365,31	0,46	1,01	365,84
	191	TE	-58,29	0,00	0,00	-58,29
Transversina	178	TE	294,88	0,00	2,01	295,94
	359	PE	22,11	68,13	247,95	34,38
	344	PE	-474,08	-3,60	-417,43	-494,74
	361	TE	-360,00	-25,02	-483,38	-383,92
Longarina	359	TE	57,94	93,26	280,09	71,80
	313	PE	276,74	3,86	240,31	291,75
	319	TE	-57,75	-48,63	-225,64	-71,85
	313	TE	259,52	8,24	243,96	274,76

ANEXO V

Tabela A5.1 – Maiores solicitações nos perfis da Ponte 1; combinação de carregamentos: COMB 3.

PERFIL	BARRA	MODELO	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	F (kN)	F _R (kN)	i _a %
2L 9x9x1	97	TE	-92,22	0,00	0,00	-92,22	-407,54	22,63
	96	TE	112,18	0,10	0,24	112,36	867,00	12,96
2C 61x62	169	TE	-2.228,87	-175,78	0,00	-2.250,24	-9382,04	23,98
2C 21x35 L5	316	TE	570,21	0,66	41,39	573,64	1938,00	29,60
CX 33x30	151	TE	1.838,10	27,76	8,39	1.840,35	5125,50	35,91
CX 33x31 L1	29	PE	42,37	66,53	23,54	47,37	2397,00	1,98
CX 33x31 L2	25	TE	-1.410,09	-172,27	-6,53	-1.423,03	-2019,22	70,47
CX 33x31 L3	336	TE	-1.122,06	-16,60	-6,57	-1.123,31	-2115,00	53,11
CX 33x31 L4	337	TE	-1.084,16	-16,60	-5,64	-1.085,41	-2095,04	51,81
CX 33x31 L5	321	TE	-1.070,82	-5,66	-1,80	-1.071,25	-2115,00	50,65
CX 33x26	153	TE	1.324,28	19,23	5,47	1.325,75	3335,40	39,75
	160	TE	-21,42	-38,25	0,00	-24,35	-1787,72	1,36
CX 35x15	174	TE	40,54	4,94	1,25	40,82	765,00	5,34
	162	TE	-273,70	-14,19	0,00	-274,50	-154,97	177,13
CX 33x23 L2	36	TE	-836,48	-174,91	-4,57	-850,09	-1626,50	52,26
CX 33x23 L3	338	TE	-559,70	-9,08	-4,61	-560,41	-1777,50	31,53
CX 33x23 L4	339	TE	-521,93	-17,72	-3,96	-523,31	-1663,93	31,45
CX 33x23 L5	323	TE	-506,68	-17,72	-1,27	-508,06	-1777,50	28,58
	327	TE	194,21	2,01	0,51	194,37	2014,50	9,65
CX 33x22	173	TE	253,06	11,34	3,29	253,92	2008,38	12,64
	161	TE	-203,24	-27,44	0,00	-205,33	-988,35	20,78
2C 55x60 L2	291	TP	3.121,23	0,00	216,44	3.136,49	6324,00	49,60
2C 60x60	193	TE	-3.385,42	-15,44	0,00	-3.386,81	-5535,00	61,19
2L 8x8x09	118	TE	73,90	0,00	1,59	74,96	693,09	10,82
	119	TE	-180,43	0,00	0,00	-180,43	-	-
2C 19x60 L1	216	TE	165,10	0,28	6,22	165,35	1734,00	9,54
	225	TE	-63,28	0,38	30,31	-64,48	-469,17	13,74
I 860 L1	259	PE	-343,31	-5,22	-280,46	-352,98	-	-
I 860 L2	278	TE	42,05	-0,34	303,19	52,50	5661,00	0,93
	275	TE	-346,65	-11,93	-55,43	-348,56	-	-
I 475 L1	149	TE	-94,05	-1,70	-146,07	-103,29	-2858,79	3,61
I 475 L2	152	TE	-141,39	1,94	-150,25	-150,90	-3272,95	4,61
I 475 L3	187	TE	-343,78	-1,62	-166,03	-354,29	-2706,50	13,09
	87	TE	452,39	1,84	202,49	465,20	3748,50	12,41
I 475 L4	111	TE	-362,55	1,17	-170,35	-373,33	-3036,51	12,29
L 9x9x09 L1	229	TE	-115,89	-0,69	-0,31	-116,30	-278,87	41,70
	228	TE	122,14	1,45	0,32	122,99	784,89	15,67
L 9x9x09 L2	281	TE	-105,89	-0,50	-0,43	-106,18	-272,95	38,90
2 L 9x9x09	145	PE	223,53	0,28	0,77	223,98	748,89	29,91
	148	PE	-111,74	-0,22	-1,32	-112,51	-203,81	55,20

PERFIL	BARRA	MODELO	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	F (kN)	F _R (kN)	i _a %
2L 11x11	56	PE	-79,72	-0,12	-1,00	-80,19	-439,79	18,23
	23	TE	136,72	5,35	0,84	139,11	968,49	14,36

Tabela A5.2 – Maiores solicitações nos perfis da Ponte 2; combinação de carregamentos: COMB 3.

PERFIL	BARRA	MODELO	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	F (kN)	F _R (kN)	i _a %
2L 9x9x1	8	TE	-169,44	-0,21	0,00	-169,57	-407,29	41,63
	7	TE	195,79	0,02	0,24	195,97	867,00	22,60
2L 8x8x09	164	TE	169,03	0,00	1,60	170,10	693,09	24,54
	163	TE	-332,73	0,00	0,00	-332,73	-	-
2C 19x60 L1	236	TE	319,86	0,08	23,89	320,81	1.734,00	18,50
	298	TE	-108,96	0,90	56,34	-111,19	-1.361,99	8,16
2C 56x62	203	PE	-3.141,13	-144,45	-189,33	-3.152,76	-7.092,86	44,45
2C 35x17 L2	14	PE	-121,88	14,52	-23,55	-123,69	-1.223,10	10,11
2C 35x17 L5	418	TE	653,86	1,73	71,84	659,18	1.386,18	47,55
CX 35x61	220	TE	2.764,67	0,00	32,54	2.766,71	4.977,60	55,58
2C 35x31 L1	25	TE	40,23	-91,98	0,00	65,89	2.755,02	2,39
2C 35x31 L2	21	TE	-2.142,59	-269,45	-21,57	-2.217,76	-2.655,90	83,50
2C 35x31 L3	12	TE	-1.849,24	-21,54	-128,19	-1.858,54	-2.655,90	69,98
2C 35x31 L4	13	TE	-1.810,96	-19,18	-82,58	-1.816,95	-2.412,34	75,32
2C 35x31 L5	399	TE	-1.790,15	-6,14	-39,25	-1.793,00	-2.655,90	67,51
CX 35x50	221	TE	2.225,94	0,00	60,00	2.229,70	4.080,00	54,65
2C 35x29 L1	36	TE	42,12	91,98	0,00	69,03	2.744,82	2,51
2C 35x29 L2	31	TE	-1.713,85	-240,76	-17,25	-1.784,28	-2.421,90	73,67
2C 35x29 L3	17	TE	-1.466,20	-17,24	-132,80	-1.475,62	-2.421,90	60,93
2C 35x29 L4	20	TE	-1.427,99	-15,35	-84,91	-1.434,01	-2.180,22	65,77
2C 35x29 L5	401	TE	-1.402,80	-4,91	-29,82	-1.404,91	-2.421,90	58,01
CX 35x45	222	TE	1.736,50	0,00	59,41	1.740,18	3.248,70	53,57
CX 35x38	207	TE	-61,72	-3,87	-40,89	-64,22	-1.431,01	4,49
	223	TE	945,22	0,00	48,66	948,20	2.325,60	40,77
CX 35x10	234	TE	-285,56	-0,68	-12,16	-286,29	-	-
	218	TE	17,90	0,00	4,33	18,16	408,00	4,45
CX 35x25 L2	74	TE	-448,26	14,95	-2,93	-453,69	-1.547,10	29,33
CX 35x25 L3	93	TE	-118,02	-2,94	-49,02	-121,49	-1.547,10	7,85
CX 35x25 L4	92	TE	-80,05	-2,62	-49,02	-83,52	-1.345,43	6,21
CX 35x25 L5	407	TE	366,87	0,33	30,06	369,00	1.753,38	21,05
	430	TE	-104,00	-0,85	-17,25	-105,22	-1.480,33	7,11
CX 35x20	232	TE	-140,14	-1,70	-29,63	-141,93	-324,10	43,79
	216	TE	295,47	0,00	14,85	296,37	1.020,00	29,06
CX 35x30	233	TE	-514,81	-2,80	-46,77	-517,64	-868,35	59,61
	217	TE	283,15	0,00	19,92	284,36	1.683,00	16,90
2C 60x55	10	TE	-6.513,66	-28,49	0,00	-6.515,94	-6.787,19	96,00
2C 60x62 L2	390	PE	5.724,28	48,21	187,41	5.735,81	7.930,50	72,33
I 470 L1	306	TE	-29,37	-44,79	-159,51	-39,33	-2.571,54	1,53

PERFIL	BARRA	MODELO	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	F (kN)	F _R (kN)	i _a %
I 470 L2	313	PE	276,74	3,86	240,31	291,75	3.868,35	7,54
	319	TE	-57,75	-48,63	-225,64	-71,84	-1.605,73	4,47
I 580 L1	359	TE	57,94	93,26	280,09	71,80	5.069,40	1,42
	344	PE	-474,08	-3,60	-417,43	-494,74	-4.324,42	11,44
I 580 L2	360	TE	-339,34	-18,02	-82,66	-343,43	-4.322,06	7,95
2L 10x10 L1	202	PE	-199,66	-0,60	-2,10	-200,77	-	-
2L 10x10 L2	201	PE	365,31	0,46	1,01	365,84	969,00	37,75
	179	PE	-169,77	-0,42	-1,86	-170,75	-	-