

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

**AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE PONTES
METÁLICAS DA FERROVIA TURÍSTICA OURO PRETO/MARIANA
(MG) POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA E TÉCNICAS
LABORATORIAIS**

MANOEL GONÇALVES CARDOSO

ORIENTADOR: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Luiz Cláudio Cândido

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, Junho de 2007

AGRADECIMENTOS

Ao Criador, pela sua grandeza e generosidade.

Meu filho Vinicius, minha esposa Edilene e todos os meus familiares que me incentivaram em todos os momentos.

Aos amigos e colegas de mestrado pelo companheirismo fraterno, que me ajudaram a superar a saudade de casa.

Agradeço a meu orientador Prof. Ernani e ao Co-Orientador Prof. Candido, pelo trabalho realizado e, principalmente, pelo respeito e amizade.

À Companhia Vale do Rio Doce, à Progeo, ao Grupo Belgo, à Escola de Minas – UFOP e ao “Bureau” Santa Rosa, pelo apoio prestado.

Agradeço também a todos os professores e funcionários da UFOP, que colaboraram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Diante do quadro de recuperação do setor ferroviário nacional, este trabalho procurou estudar os fenômenos patológicos em pontes metálicas ferroviárias. Fenômenos, tais como: corrosão, trincas por fadiga, afrouxamento de ligações e deformações e/ou deslocamentos excessivos de elementos estruturais são os principais fatores responsáveis por intervenções e interdição de pontes. Este é um problema mundial, que envolve elevados custos de manutenção e recuperação de elementos estruturais danificados, sobretudo quando não há uma política de prevenção periódica. Em diferentes países, estão sendo realizadas pesquisas, onde propostas de metodologias e procedimentos para inspecionar e avaliar pontes antigas vem sendo empregadas. No Brasil, no entanto, as pesquisas estão muito atrasadas, com poucos trabalhos neste sentido. Este trabalho procurou realizar o cadastro de todas as pontes metálicas no trecho ferroviário entre Ouro Preto e Mariana/MG, identificando e catalogando as patologias presentes nestas estruturas, além de propor uma metodologia baseada na inspeção de pontes de concreto, para ser aplicada nas pontes ferroviárias metálicas. Também foi realizada neste trabalho a análise numérica da “Ponte da Barra”, para avaliar a integridade estrutural desta ponte, e avaliar a eficiência do reforço estrutural proposto. Para isso foram feitas visitas *in loco* onde, através de inspeção visual, registros fotográficos e medições, coletaram-se os dados necessários para análise. Também foram obtidas amostras para a caracterização química, determinação da resistência mecânica, análise metalográfica e análise dos produtos de corrosão.

ABSTRACT

With the recuperation of the national railroad system in mind, a study of the pathological phenomena that occur in metallic railroad bridges was performed. These phenomena, such as: corrosion, fatigue cracks, loose connections and deformation and/or excessive displacement of the structural elements, are the principal factors responsible for bridge intervention and interdiction. This is a worldwide problem and involves high maintenance and recuperation costs for the damaged structural elements, especially when there is no periodical prevention. In various countries, research is being performed, where methods and procedures for the inspection and evaluation of old bridges are being proposed and applied. In Brazil, however, research has fallen behind and very little has been published on this subject. It was the objective of this study to register all the metallic railroad bridges found in the study area. These were cataloged according to the pathologies found in their structures. Also, an inspection method for metallic railroad bridges was elaborated, based on the methods used for railroad bridges built with reinforced concrete. Finally, a numerical analysis was performed for the bridges of this study. This way, it was possible to evaluate the structural integrity of each and the efficiency of the proposed structural reinforcement. For this to be feasible, in situ data was collected by means of performing a visual inspection, taking physical measurements and registering situations with photographs. Samples of the structural elements were also taken for chemical composition determination, mechanical strain resistance test performance, metalgraphic and corrosion analyses.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO	21
2 - OBJETIVOS	24
3 - ASPECTOS HISTÓRICOS.....	25
3.1. Implantação da Malha Ferroviária Nacional	27
3.2. Decadência do Sistema Ferroviário Nacional	31
3.3. Ferrovia – Ouro Preto / Mariana.....	32
3.4. Fatores que Influenciaram no Surgimento do Metal como Elemento Estrutural de Pontes.....	36
3.5. Evolução do Sistema Estrutural das Pontes Metálicas.....	38
3.5.1. Ponte em arco	40
3.5.2. Ponte em viga	44
3.5.3. Ponte Suspensa	50
4 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	54
4.1. Conceito de Patologia em Estrutura Metálica	54
4.2. Ligas Metálicas Utilizadas na Construção de Pontes.....	55
4.2.1. Ferros fundidos	56
4.2.2. Aços	58
4.2.3. Classificação dos aços quanto ao percentual de carbono.....	59
4.2.4. Aços estruturais.....	60
4.3. O Fenômeno de Corrosão.....	63
4.3.1. Classificação atmosférica quanto à corrosividade	64
4.3.2. Fatores que Influenciam nas taxas de corrosão	65
4.3.3. Formas de corrosão	66
4.3.4. Formas de corrosão em estruturas de pontes metálicas	68
4.3.5. Prevenção de corrosão em pontes.....	74
4.4. Conceitos Básicos Sobre o Fenômeno de Fadiga	76
4.4.1. Fraturas por fadiga	77
4.4.2. Limite de Fadiga	78
4.4.3. Fatores que alteram a vida útil à fadiga em pontes.....	79
4.5. Fundamentos sobre ligações.....	80
4.5.1. Rebites.....	80
4.5.2. Patologias em ligações rebitadas	82
4.5.3. Colapso de elementos de ligação	84
4.5.4. Restauração de ligações rebitadas.....	85
4.6. Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes Metálicas	86
4.7. Avaliação Estrutural (Método Numérico).....	87
4.8. Avaliação Estrutural (Prova de Carga).....	88
5 - MATERIAIS E MÉTODOS.....	90
5.1. Inspeção de Pontes Metálicas	90
5.1.1. Inspeção Cadastral	90
5.1.2. Inspeção Periódica (Rotineira)	91
5.1.3. Inspeção Especial.....	92

5.1.4.	Inspeção Extraordinária.....	92
5.1.5.	Critérios e procedimentos de inspeção de pontes metálicas.....	93
5.1.6.	Planejamento para a inspeção de ponte.....	93
5.1.7.	Execução “In Loco” de Inspeção de Ponte	94
5.1.8.	Avaliação da Integridade Estrutural de pontes metálicas.....	97
5.2.	Materiais	97
5.2.1.	Composição química do material	98
5.2.2.	Caracterização metalográfica	98
5.2.3.	Ensaio de tração	101
5.2.4.	Ensaio de dureza	103
5.2.5.	Difração de raios X	103
5.3.	Critérios para Avaliação Estrutural da Ponte da Barra	104
5.3.1.	Determinação das Propriedades Geométricas	104
5.3.2.	Modelagem da estrutura utilizando o software de calculo estrutura Metálicas 3D.....	111
5.3.3.	Combinação de cargas.....	112
5.3.4.	Peso Próprio (PP).....	112
5.3.5.	Carga móvel em pontes ferroviárias	112
5.3.6.	Impacto vertical - efeitos da ação dinâmica	113
5.3.7.	Impacto lateral (Fh).....	114
5.3.8.	Força centrífuga (Fc).....	115
5.3.9.	Força longitudinal (Fl)	116
5.3.10.	Ação do vento	116
5.3.11.	Deslocamento da carga móvel.....	118
6 -	RESULTADOS E DISCUSSÕES	119
6.1.	Inspeção das Pontes da Ferrovia Turística Cultural Entre Ouro Preto e Mariana/MG.....	119
6.2.	Cadastro das O.A.E.s da Ferrovia Turística Cultural.....	119
6.3.	Patologias nas O.A.E.s da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG.....	119
6.4.	Inspeção Realizada na PEO (Ponte da Estação de Ouro Preto/MG - km 0,0)	121
6.4.1.	Ficha de Inspeção Cadastral da PEO	121
6.4.2.	Detalhamento arquitetônico e estrutural da PEO	124
6.4.3.	Registro Fotográfico da PEO	125
6.5.	Inspeção Realizada na PBOP (Ponte da Barra de Ouro Preto/MG - km 1,17).....	127
6.5.1.	Ficha de inspeção cadastral da “Ponte da Barra”	127
6.5.2.	Detalhamento arquitetônico e estrutural da PBOP	130
6.5.3.	Registro Fotográfico da PBOP	132
6.5.4.	Ficha de inspeção especial da PBOP	135
6.6.	Inspeção do Pontilhão do km 5,65 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG).....	137
6.7.	Vista longitudinal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	138
6.8.	Inspeção do Viaduto de Mariana (km 17,84 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG).....	139
6.8.1.	Ficha de inspeção cadastral do Viaduto de Mariana/MG	139
6.8.2.	Registro Fotográfico do Viaduto de Mariana/MG.....	140

6.8.3. Detalhamento Arquitetônico e Estrutural.....	140
6.9. Análise Numérico – Computacional da PBOP.....	141
6.9.1. Resultados obtidos para a estrutura antes da montagem do reforço estrutural....	143
6.9.2. Resultados obtidos para a estrutura após a montagem do reforço estrutural	145
6.9.3. Comparação entre os dois modelos estruturais.....	148
6.9.4. Verificação dos montantes que sofreram flambagem na PBOP quanto ao estado limite de flambagem por flexo-torção e torção pura.....	152
6.10. Restauração das O.A.E.s da Ferrovia Turística Cultural entre Ouro Preto e Mariana/MG.....	154
6.10.1. Preparação da superfície de pintura	155
6.10.2. Pintura e proteção anticorrosiva	155
6.10.3. Restauração das ligações.....	156
6.11. Restauração da Ponte da Estação de Ouro Preto (PEOP), Ferrovia entre Ouro Preto e Mariana, km 0,00	157
6.11.1. Remoção de chapas corroídas na PBOP	158
6.11.2. Montagem da nova passarela na PEOP.....	158
6.12. Restauração e Reforço da Ponte da Barra de Ouro Preto/MG (PBOP), Ferrovia entre Ouro Preto e Mariana, km 1,17.....	160
6.12.1. Restauração das ligações.....	160
6.12.2. Novo viaduto de acesso.....	161
6.12.3. Montagem da passarela de pedestre.....	164
6.12.4. Reforço estrutural.....	168
6.13. Restauração do Pontilhão da Ferrovia Ouro Preto – Mariana (km 5,65).....	172
6.14. Restauração do Pontilhão da Ferrovia Ouro Preto - Mariana (km 11,30).....	173
6.14.1. Suspensão da estrutura do Pontilhão (Km 11,3) até a cota de projeto.....	173
6.14.2. Colocação de aparelho de apoio no Pontilhão (Km 11,3).....	175
6.15. Restauração do Viaduto de Mariana (km 17,84)	176
7 - CONCLUSÕES	177
8 - RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	179
9 - REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	180
ANEXO A – FICHA DE INSPEÇÃO CADASTRAL.....	186
ANEXO B – FICHA DE INSPEÇÃO PERIÓDICA (ROTINEIRA)	188
ANEXO C – RESULTADO DO ENSAIO DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X.....	194

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Composição Percentual das Modalidades de transportes no Brasil em 2000	23
Figura 3.1 - Mina inglesa de carvão, século XVII.....	25
Figura 3.2 - Primeira máquina a vapor, 1698.....	26
Figura 3.3 – Baronesa, a primeira locomotiva do Brasil	28
Figura 3.4 - Planta geral da Estrada de Ferro D. Pedro II e das outras estradas de ferro das províncias do Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais (1879)	29
Figura 3.5 – Diagrama representando o aumento da relação (viajante.quilometro/ano) entre os anos de 1885 até 1907	31
Figura 3.6 – Vista lateral de uma estação do ramal central 1878.....	35
Figura 3.7 – Estação de Vitorino Dias, construída em 1914.....	35
Figura 3.8 – Fachada frontal da Estação Ferroviária de Ouro Preto	36
Figura 3.9 – Ponte “Ironbridge” construída em 1779.....	38
Figura 3.10 – “Pont du Gard”, perto de Nimes na França. Construída pelo exercito romano em 18 a.C. com vão máximo de 40 m.....	40
Figura 3.11 – Ponte “Mississippi Bridge”.....	41
Figura 3.12 – Ponte Garabit	42
Figura 3.13– Ponte "Sydney Harbour Bridge"	43
Figura 3.14 – Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília-DF	44
Figura 3.15 – “Ponte do Funil” em 2005, durante a montagem dos andaimes para recuperala	45
Figura 3.16 – “Bridge at Karlsruhe” sobre o Rio Reno na Alemanha.....	46
Figura 3.17 – ponte “Britannia Bridge”	47
Figura 3.18 - Vãos centrais da ponte Rio-Niterói.....	47
Figura 3.19 – Sistema de Atuadores Dinâmicos Sincronizados, no interior do caixão metálico do vão central da ponte Rio Niterói.....	48

Figura 3.20 - Ponte “Albert bridge” no formato de barriga de peixe	49
Figura 3.21 - Ponte “Lek B ridge”	50
Figura 3.22 – Ponte Suspensa “Akashi Kaikyo”	51
Figura 3.23 – Ponte Suspensa “Hercílio Luz”, Florianópolis, Brasil	52
Figura 3.24 – Ponte da Normandia, (a) vista aérea e (b) detalhe de montagem do tabuleiro ...	53
Figura 4.1 – Representação esquemática de uma ancoragem da alvenaria à estrutura metálica, utilizando ferro-cabelo	55
Figura 4.2 – Representação esquemática do processo de produção do aço e seus produtos principais	59
Figura 4.3 – Resistência à corrosão de um aço estrutural patinável (ASTM A242) e de um aço estrutural (ASTM A36) expostos às atmosferas Industrial (Cubatão, S.P.), marinha (Bertioga, S.P.), urbana (Santo André, S.P.) e rural (Itararé, S.P.). A medida é feita em termos da perda de massa metálica em função do tempo de exposição em meses	62
Figura 4.4 – Ciclo energético dos metais (CASTRO, 1999).....	63
Figura 4.5 – Célula de corrosão eletroquímica, onde a taxa de corrosão é proporcional à intensidade da corrente elétrica	67
Figura 4.6 - Corrosão uniforme em ponte (Ponte Ferroviária da Estação de Ouro Preto-MG)	68
Figura 4.7 – Detalhe esquemático de corrosão por frestas, na junção de dois perfis conformados a frio	69
Figura 4.8 – Representação esquemática mostrando a corrosão por fresta, onde há formação de um meio ácido e o aumento da concentração de íon de cloreto dentro da fresta	70
Figura 4.9 - Representação esquemática da corrosão por pite	70
Figura 4.10 – Representação esquemática da corrosão provocada pelo acúmulo de água em superfície áspera	71
Figura 4.11 – Exemplo de corrosão galvânica (bimetálica) entre o alumínio e o aço.....	72
Figura 4.12 – Trinca por fadiga na conexão entre longarina enrijecedora e mão francesa em Ponte/Rodo-Ferroviária no Sul do Pará (CARNEIRO, 2005)	78
Figura 4.13 – Representação esquemática da curva σ -N (de Wöhler)	79
Figura 4.14 – Ajuste das chapas de ligação em ligações rebitadas	82

Figura 4.15 – Preparação da segunda cabeça do rebite	82
Figura 4.16 – Desenvolvimento do fenômeno de corrosão em regiões de frestas, Ponte Marechal Hermes, Rio São Francisco, Pirapora - Buritizeiro/MG (BRINCK, 2004).....	83
Figura 4.17 – Ligação rebitada, com substituição de rebites por parafuso de alta resistência “Ponte da Barra” Ouro Preto – MG	86
Figura 5.1 - Aparelho de apoio de ponte metálica com elevado grau de corrosão (CARNEIRO, 2005)	96
Figura 5.2 - Fotomicrografia da amostra 1 (cantoneira do montante da PBOP); Nital 2%; 25x	99
Figura 5.3 - Fotomicrografia da amostra 2 (cantoneira da passarela da PBOP); Nital 2%; 25x	99
Figura 5.4 - Fotomicrografia da amostra 1 (cantoneira do montante da PBOP); Nital 2%; 500x	99
Figura 5.5 - Fotomicrografia da amostra 2 (cantoneira da passarela da PBOP); Nital 2%; 500x	100
Figura 5.6 - Fotomicrografia da amostra 3 (rebite retirado da PBOP); Nital 2%; 500x.....	100
Figura 5.7 – Desenho esquemático do CP utilizado para o ensaio de tração.....	101
Figura 5.8 – Amostra de rebite retirada da PBOP, utilizada para o ensaio de dureza.....	103
Figura 5.9 – Andaime suspenso utilizado para a restauração da “Ponte da Barra”	105
Figura 5.10 – Representação esquemática em vista frontal, localizando os elementos estruturais na PBOP	110
Figura 5.11 – Representação esquemática em vista superior, localizando os elementos estruturais na PBOP.....	110
Figura 5.12 – Representação esquemática em vista inferior, localizando os elementos estruturais na PBOP	110
Figura 5.13 – Localização dos elementos estruturais na seção transversal típica da PBOP ...	111
Figura 5.14 – Características gerais do trem-tipo de ponte ferroviária – NBR 7189/85	113
Figura 5.15 – Posicionamento da força devido ao impacto lateral (CATAI, 2005).....	115
Figura 5.16 - Aplicação da ação do vento na estrutura da “Ponte da Barra” (carga horizontal de	

vento aplicada nos banzo superior e no Banzo inferior).....	117
Figura 6.1 - Seção transversal típica no meio do vão da PEOB	124
Figura 6.2 - Seção transversal típica nos encontros da “PEOB	124
Figura 6.3 – Planta baixa da PEOB.....	125
Figura 6.4 – Vista lateral da PEOB	125
Figura 6.5 – Registro fotográfico da “Ponte da Estação” de Ouro Preto/MG (2005); (a) vista lateral; (b) vista frontal; (c) detalhe do pilar; (d) corrosão no aparelho de apoio; (e) detalhe do aparelho de apoio; (f) detalhes de ligação; (g) passarela de pedestre; (h) detalhe da ligação da diagonal com o montante; (i) corrosão na ligação do montante ao banzo superior; (j) fixação dos dormentes	127
Figura 6.6 – Seção transversal típica no meio da PBOP.....	130
Figura 6.7 - Seção transversal típica nos viadutos de acesso da PBOP.....	130
Figura 6.8 - Vista lateral da PBOP	131
Figura 6.9 - <i>Planta baixa da PBOP (Parte metálica)</i>	131
Figura 6.10 – Planta baixa do viaduto de acesso à PBOP (em concreto armado - sentido Ouro Preto/MG)	131
Figura 6.11 – Planta baixa do viaduto de acesso à PBOP (em concreto armado - sentido Mariana/MG).....	132
Figura 6.12 – Registro fotográfico da “Ponte da Barra” de Ouro Preto/MG (2005); (a) vista lateral; (b) e (c) vista superior; (d) detalhe do acúmulo de matéria orgânica na ponte; (e) detalhe do aparelho de apoio; (f) detalhe da passarela de pedestre; (g) contraventamento vertical; (h) detalhe de ligação no banzo inferior; (i) rompimento da diagonal; (j) flambagem do Montante; (k) e (l) detalhes das vigas do viaduto de acesso; (m) e (n) detalhe de afrouxamento de rebites	134
Figura 6.13 – Representação esquemática do posicionamento dos elementos estruturais danificados na PBOP	135
Figura 6.14 – Planta baixa do Pontilhão (km 5,65 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	137
Figura 6.15 – Vista longitudinal do Pontilhão (km 5,65 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	137

Figura 6.16 – Seção tipo Vista longitudinal do Pontilhão (km 5,65 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	137
Figura 6.17 – Planta baixa do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	138
Figura 6.18 – <i>Vista longitudinal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm</i>	138
Figura 6.19 – Seção transversal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm.....	138
Figura 6.20 – Vista lateral do viaduto.....	140
Figura 6.21 – Detalhe das vigas metálicas e do encontro sem aparelho de apoio.....	140
Figura 6.22 – Planta baixa do “Viaduto de Mariana”	140
Figura 6.23 – Vista longitudinal do “Viaduto de Mariana”	141
Figura 6.24 – Seção transversal do “Viaduto de Mariana”	141
Figura 6.25 – Posicionamento dos elementos estruturais mais solicitados na PBOP, para as situações antes e após o reforço estrutural; análise numérico – computacional	142
Figura 6.26 – Comparação entre os esforços máximos de compressão para o montante Mc-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	149
Figura 6.27 – Comparação entre os esforços máximos de compressão para o montante Mc-2 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	149
Figura 6.28 – Comparação entre os esforços máximos de tração para a diagonal Dt-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	150
Figura 6.29 – Comparação entre os esforços máximos de tração para a diagonal Dt-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	151
Figura 6.30 – Comparação entre os esforços máximos no Banzo inferior Bi-6 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	151
Figura 6.31 – Comparação entre os esforços máximos de compressão no Banzo superior Bs-6	

nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel.....	152
Figura 6.32 – Superfície de pintura após preparação (Padrão St3 da Norma Sueca SIS 05 59 00/1967).....	155
Figura 6.33 – Parafuso de alta resistência ASTM A325 (G = 41 mm; F = 36 mm; H = 14 mm; E = 22 mm; L = variável.).....	157
Figura 6.34 - Retirada de rebites frouxos na PEOP, através de corte com maçarico	157
Figura 6.35 - Substituição de diagonal na PBOP, com utilização de parafusos em substituição aos antigos rebites.....	157
Figura 6.36 - Vista frontal da nova passarela da “Ponte da Estação de Ouro Preto/MG)	158
Figura 6.37 – Fotografia da “Ponte da Estação de Ouro Preto” , após a reforma	159
Figura 6.38 – viga de concreto deteriorada no Viaduto de acesso da PBOP.....	161
Figura 6.39 – Remoção da viga de concreto armado no Viaduto de acesso da PBOP.....	161
Figura 6.40 – Planta baixa do novo viaduto de acesso da PBOP	162
Figura 6.41 – Detalhamento da viga metálica do novo viaduto de acesso da PBOP	162
Figura 6.42 – Detalhe do contraventamento horizontal do novo viaduto de acesso da PBOP.....	163
Figura 6.43 – Viaduto de acesso da PBOP após reforma (2006)	164
Figura 6.44 – Representação esquemática da seção transversal da antiga passarela da PBOP	165
Figura 6.45 – Representação esquemática da seção transversal da nova passarela da PBOP	165
Figura 6.46 – Projeto de fabricação e montagem da nova passarela da PBOP	166
Figura 6.47 – Representação esquemática da curva tensionada utilizada para o reforço da PBOP.....	168
Figura 6.48 – Detalhes de fabricação e montagem do reforço utilizado na “Ponte da Barra”	169
Figura 6.49 – Fotografia do posicionamento da curva tensionada utilizada para reforço da estrutura da PBOP (2006)	170
Figura 6.50 – Fotografia ilustrativa da PBOP após os trabalhos de reforma (2006).....	170

Figura 6.51 - Posicionamento dos aparelhos de apoio na Ponte do km 5,65 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)	173
Figura 6.52 – Detalhamento dos consoles metálicos para o Pontilhão do km 11,30 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)	174
Figura 6.53 - Vista longitudinal do Pontilhão do km 11,30 mostrando o posicionamento dos consoles	174
Figura 6.54 – Aparelho de apoio posicionado sobre o console do encontro E1 (pontilhão do km 11,30)	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Cronograma de implantação das principais ferrovias brasileiras.....	30
Tabela 3.2 - Processo de privatização das ferrovias federais	32
Tabela 3.3 - Cronograma de inauguração das estações que compõem atualmente o trajeto do trem turístico entre Ouro Preto e Mariana.....	33
Tabela 4.1 - Influência dos elementos de liga, nas propriedades do ferro fundido	57
Tabela 4.2 – Composição química de cinco tipos de ferro fundido comerciais.....	57
Tabela 4.3 - Taxas de corrosão (t) do metal de referência para diferentes categorias de corrosividade, após 1 ano de exposição (ISSO – 9223/1992).....	64
Tabela 4.4 - Taxas de corrosão (t) dos metais de referência para diferentes categorias de corrosividade, após 10 anos de exposição (ISSO – 9224/1998)	65
Tabela 4.5 - Influência dos fatores meteorológicos na corrosão atmosférica (CANDIDO, 2005).	65
Tabela 4.6 – Escala prática de nobreza dos metais em água de mar (CASTRO, 1999).....	73
Tabela 5.1 – Composição química (% peso) do aço analisado	98
Tabela 5.2 – Ensaio de tração em amostras dos aços retiradas da PBOP	102
Tabela 5.3 – Propriedades geométricas dos perfis da “Ponte da Barra”.....	106
Tabela 5.4 - Valor das constantes apresentadas da Figura 5.13	113
Tabela 5.5 - Valores do impacto lateral para as quatro categorias de trens-tipo	115
Tabela 5.6 - Valores da ação do vento para a “Ponte da Barra”.....	117
Tabela 6.1 - Ficha de Inspeção Cadastral da PEO.....	122
Tabela 6.2 - Ficha de Inspeção Cadastral Referente à Ponte da Barra	128
Tabela 6.3 – Inspeção Especial realizada na “Ponte da Barra” (Ouro Preto/MG)	136
Tabela 6.4 – Ficha parcial de Inspeção Cadastral do Viaduto de Mariana/MG.....	139
Tabela 6.5 – Solicitações extremas no montante Mc1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	143

Tabela 6.6 – Solicitações extremas no montante Mc2 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	144
Tabela 6.7 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi1 da PBOP (Vide Figura 8.47).....	144
Tabela 6.8 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi6 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	144
Tabela 6.9 - Solicitações extremas no banzo superior Bs6 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	144
Tabela 6.10 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	145
Tabela 6.11 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	145
Tabela 6.12 – Deslocamentos nominais para os nós do banzo superior da PBOP antes da construção do reforço estrutural (Vide Figura 6.25).....	145
Tabela 6.13 – Solicitações extremas no montante Mc1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	146
Tabela 6.14 – Solicitações extremas no montante Mc2 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	146
Tabela 6.15 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	146
Tabela 6.16 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi6 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	146
Tabela 6.17 – Solicitações extremas no banzo superior Bs6 da PBOP (Vide Figura 6.25)....	147
Tabela 6.18 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	147
Tabela 6.19 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25).....	147
Tabela 6.20 – Deslocamentos nominais para os nós do banzo superior da PBOP (Vide Figura 6.25)	147
Tabela 6.21 – Relação de material para construção na nova passarela da ponte no km 0,00 .	159
Tabela 6.22 – Relação de material para construção e montagem do viaduto de acesso.....	163
Tabela 6.23 - Relação de materiais para a fabricação e montagem da passarela da PBOP	167
Tabela 6.24 - Apresenta a relação de materiais para a fabricação e montagem do viaduto....	171
A Tabela 6.25 - Relação de materiais para a fabricação e montagem do console do Pontilhão do km 11,3 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)	175
Tabela 6.26 - Relação de materiais para a fabricação de aparelho de apoio.....	176

NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

A: Área da seção transversal

A_0 : Área da seção transversal inicial

ADS: Sistema de Atuadores Dinâmicos Sincronizados

ANTT: Agência Nacional de Transportes Terrestres

ASTM: American Society for Testing and Materials

CBCA: Centro Brasileiro de Construção em Aço

COMB 1: Combinação de carregamento 1

COMB 2: Combinação de carregamento 2

CPs: Corpos-de-prova

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

E: Módulo de elasticidade

EFCB: Estrada de Ferro Central do Brasil

F: Carga uniaxial

F_c : Força centrífuga

F_h : Impacto lateral

F_l : Força longitudinal

F_R : Resistência

F_u : Carga máxima

F_y : Carga no limite de escoamento

f_u : Limite de resistência

f_y : Limite de escoamento

G_x, G_y : centro de gravidade em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

HV: Dureza Vickers

I_x, I_y : Momento de inércia em relação aos eixos principais de inércia “x” e “y”, respectivamente

IFE: Inspetoria Federal de Estradas

J: Constante de torção

K_x, K_y, K_z : parâmetro de flambagem relativos aos eixos “x”, “y” e “z”, respectivamente

L: Comprimento

L_0 : Comprimento inicial

l: Comprimento da zona exposta, de migração subcutânea

l : Vão da ponte

M: Momento fletor

M_x : Momento fletor em torno do eixo x

M_y : Momento fletor em torno do eixo y

Move 1: Carga móvel

MS: Migração subcutânea

N: Força Normal

(N): Número de ciclos

P: Esforço axial correspondente à flexão

PAC : Plano de aceleração do crescimento

PBOP: Ponte da Barra, Ouro Preto/MG

PEOP: Ponte da Estação ferroviária de Ouro Preto/MG

PP: Peso próprio

Pr: *Primer*

Q: Carga concentrada por eixo;

q: Carga distribuída linearmente na via férrea;

q': Carga distribuída linearmente no passeio.

O.A.E: Obras de arte especiais (pontes, viadutos, túneis, etc.)

r: raio da curva da ponte (em metros)

r_x , r_y : raio de giração em relação aos eixos

RFFSA: Rede Ferroviária Federal S.A.

St: Sobrecarga devido aos trilhos e dormentes

Sp: Sobrecarga devido às passarelas

t: taxa de corrosão

TB: Trem-tipo

T_x = Momento Torçor no eixo x;

ST-3: Limpeza mecânica (padrão da Norma Sueca SIS 05 59 00)

V_1 : Vento na ponte carregada

V_2 : Vento na ponte descarregada

V_y = Força Cortante na direção y;

V_z = Força Cortante na direção z;

W: Módulo de resistência elástico

x_0 , y_0 : coordenadas do centro de cisalhamento em relação aos eixos “x” e “y”, respectivamente

α : Coeficiente de dilatação térmica

δ : Alongamento

ϕ : Diâmetro

ϕ_0 : Diâmetro inicial

ϕ : Impacto lateral

γ : Peso específico

σ : tensão

σ_w : limite de fadiga

ΔL : Variação de Comprimento

ε : Deformação específica

ν : Coeficiente de Poisson

1 -INTRODUÇÃO

Neste trabalho procurou-se pesquisar sobre um assunto atual, e, até então, pouco estudado: os fenômenos patológicos em pontes metálicas ferroviárias. Estes fenômenos, tais como: corrosão, trincas por fadiga, afrouxamento de ligações e deformações e/ou deslocamentos excessivos de elementos estruturais são os principais fatores responsáveis por intervenções e, em alguns casos, dependendo do estágio de deterioração, pela interdição parcial ou total de ponte.

Na literatura disponível, são poucos os casos de estudos como o proposto. Já que a ciência evolui com os erros e acertos de casos estudados, o objetivo desta dissertação é contribuir, de alguma forma, para o desenvolvimento da área de “Patologia das Estruturas”, muito difundida para o concreto armado, porém, ainda pouco estudada para as estruturas metálicas. As metodologias de inspeção, avaliação e restauração empregadas nas pontes estudadas, contribuirão para o desenvolvimento de novas estratégias a serem utilizadas para outras pontes do mesmo gênero.

As técnicas empregadas neste estudo estão fundamentadas em programas extensivos de inspeções e monitoramento de estruturas. Elas garantem a formação de um histórico da obra e permitem identificar, com mais facilidade, os mecanismos de deterioração presentes, suas causas, origens e progressão. Vale lembrar, que o surgimento do processo de deterioração não é a questão principal, uma vez que o fenômeno é natural. O que importa é entender o mecanismo pelo qual se instala e o tempo em que se desenvolve. Definidos esses dois fatores, abre-se caminho para as pesquisas que apontaram as soluções eficazes e duradouras.

Não é difícil encontrar exemplos de pontes metálicas deterioradas, sobretudo diante do quadro de abandono em que se encontram as ferrovias brasileiras. Trata-se de uma malha ferroviária antiga, em grande parte construída ainda no período imperial. A história mostra que, em 1854, foi inaugurada a primeira estrada de ferro no Brasil, com 14,5 km de extensão, construída pelo Barão de Mauá, logo em seguida foi organizada a Estrada de Ferro D. Pedro II, em 1855 (mais tarde transformada na Estrada de Ferro Central do Brasil, onde se localiza o trecho entre Ouro

Preto e Mariana). Até o final do império, foram construídos cerca de 11.000 km de linhas férreas. Já nos primeiros anos da república, a rede ferroviária brasileira cresceu para 15.000 km e, na metade do século XX, evoluiu para pouco mais de 36.000 km de linhas.

Em 1957, o Governo Federal decidiu pela unificação das 18 estradas de ferro pertencentes à União, num total de 37.200 km de linhas, e criou a Rede Ferroviária Federal S.A (RFFSA), cujo objetivo era explorar as ferrovias federais e diminuir, gradativamente, os déficits operacionais. A partir daí, a RFFSA erradicou, ou desativou 14.120 km de linhas e ramais ferroviários.

Curiosamente, o Brasil começou a adotar uma cultura de erradicação ferroviária justamente quando o país começou a ser considerado emergente (em desenvolvimento). A partir de 1956 (governo Juscelino Kubitschek), é implantada no Brasil a indústria automobilística, e o transporte ferroviário é deixado em segundo plano. Esta tendência ganha força na década de 90, com a privatização de 25.600 km de ferrovias, incluindo a Rede Ferroviária Federal S.A.

Atualmente, o Brasil possui aproximadamente 30 mil km de estradas de ferro. Para efeito comparativo, entre países do mesmo porte territorial do Brasil, os EUA possuem 162 mil km de linhas férreas e o Canadá, 73 mil km; já a Argentina, três vezes menor que o Brasil, tem 40 mil km de ferrovias (QUINTELLA, 2004).

Esta distorção fica bem evidente quando se compara o transporte de carga, entre o Brasil e outro país com dimensão territorial semelhante. Nos EUA, 40% do transporte de carga são realizados por ferrovias enquanto no Brasil somente 21%. A principal consequência do sistema de transporte adotado no país foi o aumento no “custo Brasil”, onde o preço médio do frete é quase o triplo do preço praticado nos EUA.

Assim, como pode ser observado no gráfico da Figura 1.1, o transporte no Brasil é essencialmente rodoviário.

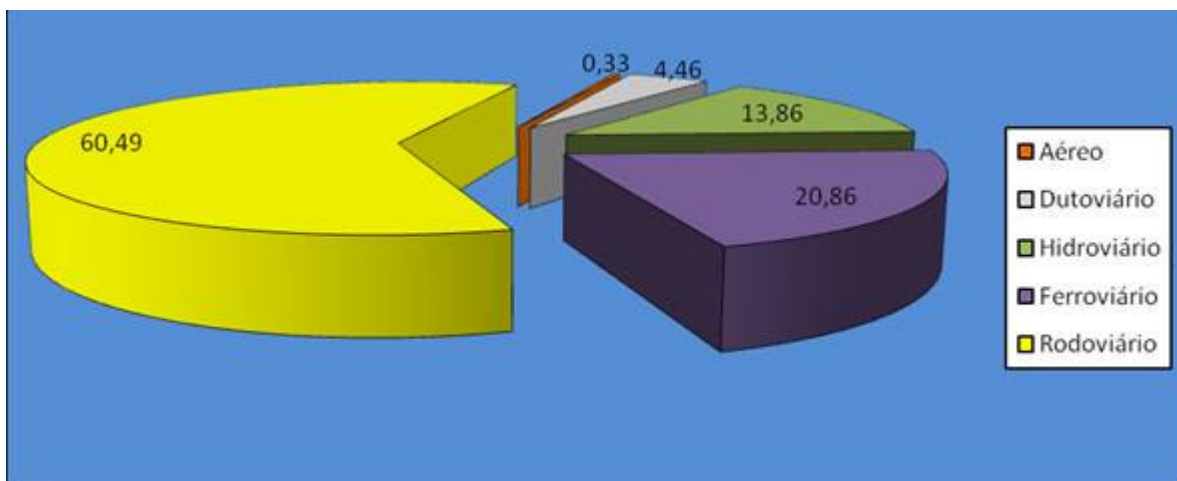


Figura 1.1 - Composição Percentual das Modalidades de transportes no Brasil em 2000

Fonte: ANTT (Agência Nacional de Transportes Terrestres)

Atualmente foi lançado pelo governo federal, o Plano de Aceleração do Crescimento (PAC), onde estão previstos a retomada dos investimentos no setor ferroviário. O aumento da malha ferroviária tornará mais eficiente a múltimodalidade de transporte, tendo como consequência redução no consumo de combustível, aumento da vida útil das rodovias, diminuição do custo do frete e aumento da competitividade da indústria nacional no mercado externo.

No atual contexto de expansão do setor ferroviário, justificam-se mais uma vez o estudo do tema onde se propõe uma metodologia de inspeção e reformas de pontes metálicas antigas, de forma a propiciar a reativação, com segurança, das linhas férreas e ramais inoperantes. Sobretudo neste momento em que o país desperta para a importância deste tipo de transporte, e começa a reformar e construir novas ferrovias.

Este trabalho visou avaliar a integridade estrutural das pontes compreendidas no trecho entre Ouro Preto e Mariana/MG. A metodologia empregada neste estudo, e as recomendações propostas, servirão para auxiliar em trabalhos futuros do mesmo gênero.

2 - OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho são apresentados a seguir:

- Compreender a evolução do sistema construtivo de pontes, associando a superação de vão maiores com o emprego de novos métodos construtivos, desenvolvimento de novos materiais e as necessidades de logísticas de transportes imposta pela indústria;
- Estudar as principais patologias apresentadas nas pontes da estrada de ferro entre Ouro Preto e Mariana/MG;
- Realizar a inspeção cadastral de todas as pontes da estrada de ferro entre Ouro Preto e Mariana/MG, com a determinação das características geométricas, composição química e resistência mecânica do material metálico de todas as pontes da estrada de ferro entre Ouro Preto e Mariana/MG;
- Fazer análise numérica para avaliar a integridade estrutural da “Ponte da Barra”, em Ouro Preto/MG;
- Avaliar a eficiência do reforço estrutural empregado na “Ponte da Barra”, através de comparação dos estados de tensões dos elementos estruturais em condições de carregamento, antes e após o emprego do reforço estrutural;
- Registrar e discutir as modificações pelas quais passaram as pontes da ferrovia histórica entre Ouro Preto e Mariana/MG.

3 - ASPECTOS HISTÓRICOS

A história da ferrovia, desde os seus primórdios, está relacionada à exploração das minas de carvão na Europa, onde a imagem das primeiras ferrovias remete à Revolução Industrial e à Inglaterra. A Figura 3.1 mostra uma mina de carvão inglesa do século XVII.



Figura 3.1 - Mina inglesa de carvão, século XVII

Em 1698, Thomas Newcomen (1663 – 1729), ferreiro e mecânico inglês, inventou a máquina a vapor conforme mostra a Figura 3.2. A máquina utilizava o vapor de água produzido numa caldeira, aquecido com carvão, para fazer girar uma bomba com movimento alternativo simples. Durante mais de meio século, este foi o meio mais eficaz para bombear água e evitar o alagamento nas profundas minas de carvão.

Em 1765, James Watt (1736 – 1819), mecânico escocês, aperfeiçoou o modelo de Newcomen, acrescentando condensador de vapor e outros artifícios destinados a melhorar o rendimento do engenho. Depois de todas essas modificações, o resultado era muito semelhante ao do motor ainda hoje em uso, com condensador, caixa de distribuição e sistema biela-manivela, para obter o movimento rotativo a partir do alternador. Seu invento deflagrou a revolução Industrial e serviu de base para a mecanização de toda a indústria do século XVIII.

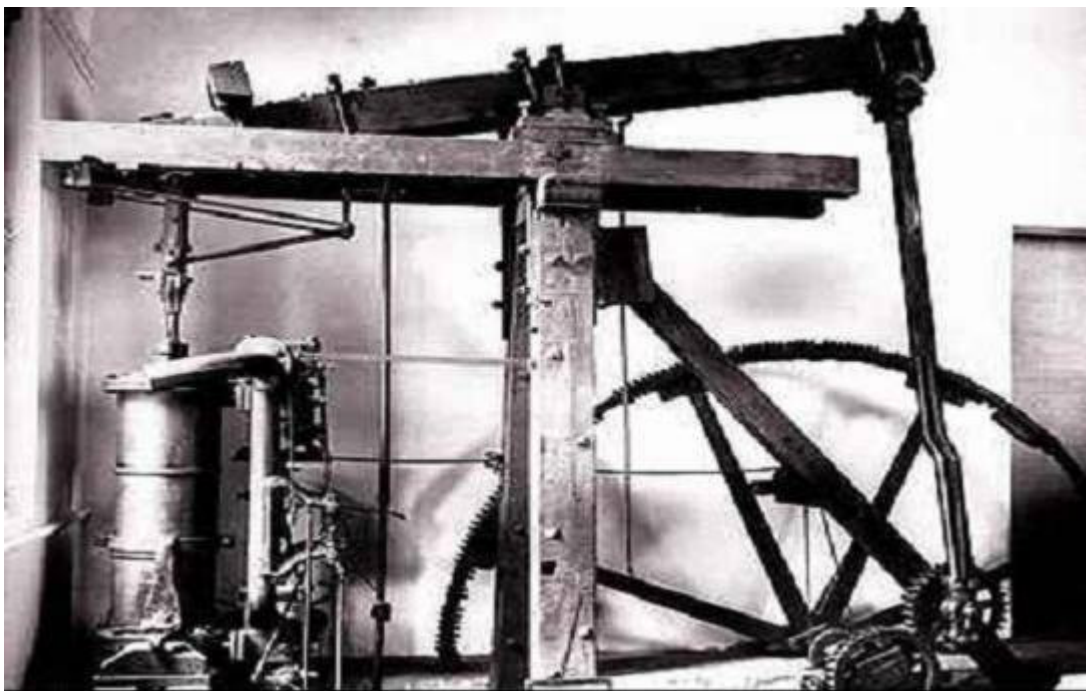


Figura 3.2 - Primeira máquina a vapor, 1698

Em 1814, o inglês George Stephenson (1781 – 1848) projetou a sua primeira locomotiva, máquina batizada de *Blucher*, que tinha capacidade para transportar 30 toneladas de carga e destinava-se ao transporte de carvão dentro da mina. Este aperfeiçoamento das máquinas a vapor revolucionou a indústria siderúrgica, que passou a produzir muito mais, uma vez que o novo meio de transporte de carga abastecia as fábricas com muito mais eficiência que as antigas carroças puxadas por cavalos. A data histórica que marcou o surgimento das ferrovias, no entanto, foi o dia 27 de setembro de 1825, quando uma locomotiva de Stephenson, denominada *Locomotion*, ligou as cidades de Stokton e Darlington, num percurso de 51 km transportando passageiros e cargas.

O desenvolvimento ferroviário impulsionou o crescimento do setor siderúrgico, que por sua vez, deu suporte para implementação da malha ferroviária inglesa. Segundo BRAGA, (1998) nenhum dos novos usos do ferro, no entanto, contribuíram de maneira mais decisiva para o desenvolvimento da indústria siderúrgica do que as ferrovias.

Com o aumento na produção de aço, foi possível a mecanização da indústria, dando suporte para a deflagração da revolução Industrial. Desta forma, foi gerado um ciclo de

desenvolvimento, onde a produção Industrial demandava mais ferrovias para transportar as mercadorias, e, por sua vez, a construção de ferrovias demandava o aumento na produção de aço.

Desta forma, em 1847, no auge da construção de ferrovias, a Inglaterra tinha 10.000 km de obras em andamento por todo o país. Na década de 1850, a estrutura básica da rede ferroviária britânica havia sido estabelecida. A indústria siderúrgica ampliada foi capaz de suprir matéria-prima para a construção de ferrovias em outros países. Na segunda metade do século XIX, a construção de ferrovias fora da Inglaterra foi o carro-chefe da economia britânica.

No século XIX, cresceu de forma acelerada a construção de ferrovias na Europa e nos demais continentes, com destaque para os Estados Unidos que, na década de 1870, construíram 87.000 km de estradas de ferro, o que representava tanto quanto havia sido construído, na mesma época, no resto do mundo.

3.1. Implantação da Malha Ferroviária Nacional

Em 31 de outubro de 1835, o Brasil deu o primeiro passo para a construção de sua malha ferroviária, com a sanção do Decreto nº 101, onde a Assembléia Legislativa concedia privilégios por 40 anos, a uma ou mais companhias que se dispusessem a construir uma ferrovia ligando o Rio de Janeiro às Províncias de São Paulo, Minas Gerais, Rio Grande do Sul e Bahia.

As ferrovias construídas no período imperial eram implantadas com maioria de capital privado, através de concessões. Entre 1852 e 1880, são estabelecidos quatro tipos de concessões com diferentes prazos de exploração, garantia de juros e privilégio de zona (LANNA, 2005). Em 1852 a concessão é perpétua, com garantia de juros por noventa anos e definição de capital máximo e privilégio de zona de 66 km, o resgate da linha pelo Estado seria possível após 30 anos. Em 1874, é introduzida a concessão temporária, que reduz para 60 km o privilégio de zona. Em 1878, o prazo de garantia de juros passa a ser de trinta anos, o capital garantido deveria ser fixado no contrato e o privilégio de zona é de 40 km. Em 1880 as concessões são temporárias e abarcam o prazo máximo de noventa anos; depois de vencido o prazo, a linha passa ao Estado. A garantia de juros é proporcional ao custo inicial da linha e

deve ser paga em no máximo trinta anos. O privilégio de zona é de 20 km sobre o capital empregado, acautelando-se de ficar livre para contratar o modo e tempo do pagamento deste juro (LOPES, 2005).

A primeira ferrovia brasileira foi construída em 1854, três décadas após a construção da primeira ferrovia inglesa. Os 14 km de ferrovia, ligando Petrópolis ao Porto Mauá na Baía da Guanabara, Rio de Janeiro, foi construída com recursos próprios de Irineu Evangelista de Souza (1813-1889), mais conhecido por Barão de Mauá. Para o Brasil, a ferrovia representava a interiorização do território, além da chegada do processo civilizatório. A Figura 3.3 ilustra a fotografia da primeira locomotiva do Brasil, batizada com o título de “Baronesa”.



Figura 3.3 – Baronesa, a primeira locomotiva do Brasil

Em Minas Gerais, os trilhos chegaram em 1874, com a implantação da Estrada de Ferro Leopoldina que ligava a cidade de Leopoldina à de Além Paraíba, na divisa de Minas Gerais com o Rio de Janeiro, onde então findavam os trilhos da Estrada de Ferro Dom Pedro II. Ligada à economia do café, em expansão a partir de meados do século XIX, a ferrovia nasceu da iniciativa de fazendeiros e comerciantes da chamada Zona da Mata Mineira. O transporte da produção de café à maneira tradicional, por tropas de mulas, até os portos do litoral, era pouco eficiente e, desta forma, o trem trouxe mais competitividade para os fazendeiros.

Em 1855, foi organizada a Estrada de Ferro D. Pedro II, ligando as três províncias mais importantes do império, São Paulo, Minas Gerais e Rio de Janeiro, conforme observado no mapa da Figura 3.4.

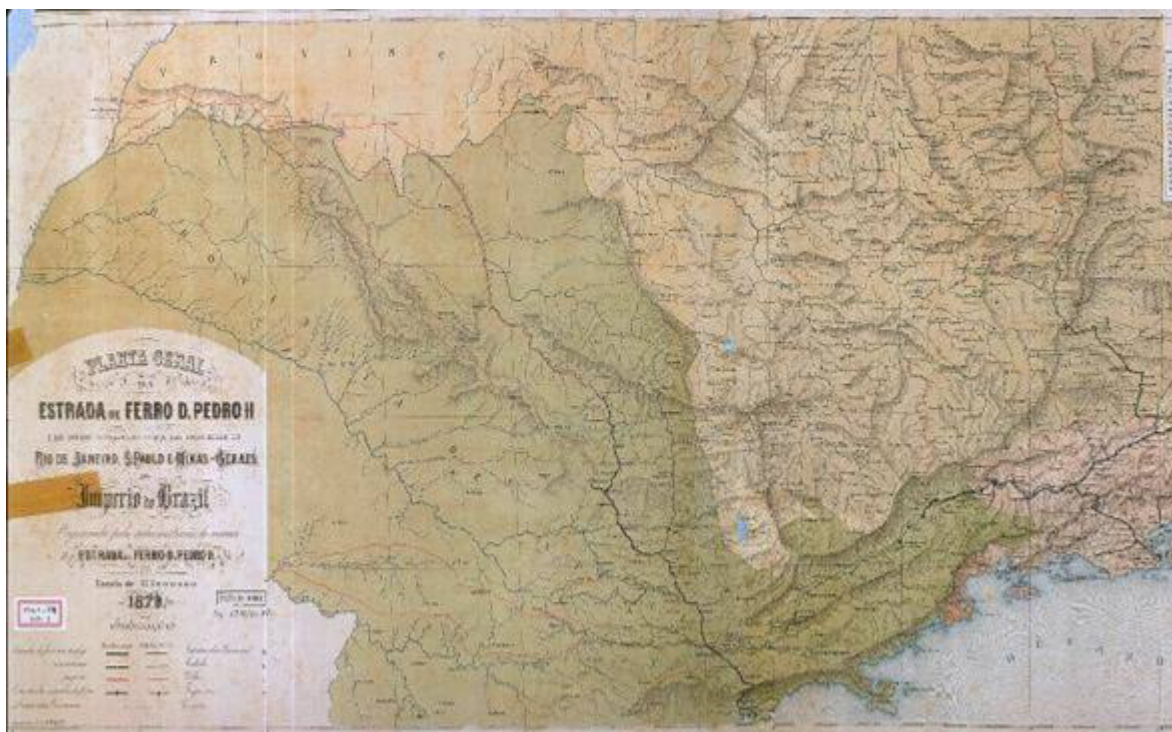


Figura 3.4 - Planta geral da Estrada de Ferro D. Pedro II e das outras estradas de ferro das províncias do Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais (1879)

Foto: Vicente Mello

Esta ferrovia se constituiu na mais importante ferrovia do império, e também, a mais importante obra da engenharia ferroviária de sua época. Na transposição dos 412 metros de altura da Serra do Mar (SP), foram realizados cortes colossais, aterros e perfurações de túneis, entre os quais, o Túnel Grande, com 2.236 m de extensão, na época, o maior do Brasil, aberto em 1864. Posteriormente, em 1889, deu origem à Estrada de Ferro Central do Brasil.

Um dos fatos mais importantes na história do desenvolvimento da ferrovia no Brasil foi a ligação entre Rio e São Paulo, unindo as duas mais importantes cidades do país, em 1877, quando os trilhos da Estrada de Ferro São Paulo, inaugurada em 1867, se uniram com os da E.F. D. Pedro II, ambas em bitola métrica. Até o final do império, foram construídas cerca de 11.000 km de linhas férreas. Nos primeiros anos da república, a rede ferroviária brasileira

cresceu para 15.000 km e, na metade do século XX, evoluiu para pouco mais de 36.000 km de linhas. A Tabela 3.1 apresenta o cronograma de construção das principais ferrovias no período imperial.

Tabela 3.1 - Cronograma de implantação das principais ferrovias brasileiras

Fonte: <http://www1.dnit.gov.br/ferrovias/historico.asp> - acesso 12/2006

Ferrovia	Data de Inauguração
Mauá	30 /04/1854
Recife ao São Francisco	08/02/1858
D. Pedro II	29/03/1858
Bahia ao São Francisco	28/06/1860
Santos a Jundiaí	16/02/1867
Companhia Paulista	11/08/1872
Companhia Estrada de Ferro Leopoldina	08/10/1874
Companhia Mogiana	03/05/1875
Companhia Sorocabana	10/07/1875
Central da Bahia	02/02/1876
Santo Amaro	02/12/1880
Paranaguá a Curitiba	19/12/1883
Porto Alegre a Novo Hamburgo	14/04/1884
Dona Tereza Cristina	04/09/1884

Conforme pode ser observado no diagrama bem humorado publicado pela Imprensa Nacional (1907), Figura 3.5, houve um aumento significativo no transporte de passageiros entre 1885 e 1907, o que demonstra a popularização deste sistema de transporte nas primeiras décadas do século XX.

A implantação de uma estrada de ferro era algo extremamente penoso e exigia das concessionárias grandes somas de dinheiro e milhares de trabalhadores, entre engenheiros técnicos e operários. Tais eventos promoviam um grande impacto social nos mais diversos sentidos. Além da mão-de-obra local, vinham trabalhadores de todas as regiões do país e muitos estrangeiros. Entre o início e o final da obra, era grande o fluxo de trabalhadores, principalmente devido ao elevado número de acidentados e baixas. Neste sentido, merece destaque a construção da Estrada de Ferro Madeira – Mamoré, onde milhares de trabalhadores foram dizimados pela malária e febre amarela. Em 1912, a conclusão dos 344 km da linha foi o final de uma verdadeira epopéia, face às dificuldades encontradas na selva, pelos técnicos e trabalhadores.



Figura 3.5 – Diagrama representando o aumento da relação (viajante.kilometro/ano) entre os anos de 1885 até 1907

Fonte: Lopes, 2005

3.2. Decadência do Sistema Ferroviário Nacional

Vários fatores contribuíram para o fracasso do sistema ferroviário nacional. Alguns autores defendem que as dificuldades do setor ferroviário tiveram início ainda no período imperial, com a política de incentivos à construção de ferrovias. Tal política trouxe algumas consequências ao sistema ferroviário do país, que perduram até hoje.

A forma de concessão para implantação e exploração do setor foi um dos fatos mais decisivos. Cada concessionária, na sua maioria estrangeira, adotava as normas vigentes nos países de origem, deixando como consequência ferrovias de diferentes bitolas existentes no Brasil. A falta de padronização dificulta a integração operacional entre as ferrovias tornando as estradas de ferro dispersas e isoladas. Outro problema herdado deste período refere-se aos traçados excessivamente sinuosos, que demandam maior consumo de combustível.

Já na República, no final da década de 1930, o Governo Vargas iniciou o processo de saneamento e reorganização das estradas de ferro com promoção de investimentos, pela rescisão de contratos de concessão, tanto para empresas estrangeiras quanto nacionais,

inclusive estaduais, que se encontravam em má situação financeira.

Assim, foram incorporadas ao patrimônio da União várias estradas de ferro deficitárias, cuja administração ficou a cargo da Inspetoria Federal de Estradas (IFE). O governo tinha como propósito evitar a brusca interrupção do tráfego, prevenir o desemprego e propiciar melhorias operacionais com a reorganização administrativa e a recuperação de linhas e material rodante.

No entanto, o problema só foi adiado até 1957, quando foi implantada a RFFSA e houve a unificação administrativa das 18 estradas de ferro pertencentes à União, que totalizavam 37.200 km de linhas espalhadas pelo país. Naquele ano, com o propósito de diminuir os déficits operacionais, a recém criada RFFSA erradicou ou desativou 14.120 km de linhas e ramais ferroviários e, posteriormente, deu início ao processo de privatização de sua malha, conforme mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Processo de privatização das ferrovias federais

Fonte: RFFSA e BNDES

Malhas Regionais	Data do Leilão	Concessionárias	Início da Operação	Extensão (Km)
Oeste	05.03.1996	Ferrovia Novoeste S.A.	01.07.1996	1.621
Centro-Leste	14.06.1996	Ferrovia Centro-Atlântica S.A.	01.09.1996	7.080
Sudeste	20.09.1996	MRS Logística S.A.	01.12.1996	1.674
Tereza Cristina	22.11.1996	Ferrovia Tereza Cristina S.A.	01.02.1997	164
Nordeste	18.07.1997	Cia. Ferroviária do Nordeste	01.01.1998	4.534
Sul	13.12.1998	Ferrovia Sul-Atlântico S.A. – atualmente – ALL-América Latina Logística S/A	01.03.1997	6.586
Paulista	10.11.1998	Ferrovias Bandeirantes S.A.	01.01.1999	4.236

A implantação da indústria na década de 50 da indústria automobilística nacional, também foi fundamental para o declínio do transporte ferroviário no país. Após este período, priorizou-se no Brasil o sistema rodoviário de transporte, o que acelerou ainda mais o processo de desativação e privatização das ferrovias.

3.3.Ferrovia – Ouro Preto / Mariana

A ferrovia entre Ouro Preto e Mariana é um prolongamento do ramal da cidade de Ponte Nova/ MG e integra a Estrada de Ferro Central do Brasil (EFCB). O trecho, no qual voltou a

circular o trem turístico cultural em 2006, é composto pelas estações de Ouro Preto, Vitorino Dias, Passagem de Mariana e Mariana/MG.

Esta ferrovia teve início em 1881. D. Pedro II autorizou a extensão da linha do centro, partindo da cidade de Entre Rios/MG até Ouro Preto/MG, atendendo ao pedido do presidente da província de Minas Gerais. Posteriormente, com a implantação da República, atendendo ao anseio da população de Mariana, o ramal foi ampliado até Ponte Nova, onde fez a ligação com a ferrovia Leopoldina. Com relação ao prolongamento do ramal de Ponte Nova, no trecho específico de Ouro Preto a Mariana, o cronograma de inaugurações é apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Cronograma de inauguração das estações que compõem atualmente o trajeto do trem turístico entre Ouro Preto e Mariana.

Estação	km	altitude (m)	Inauguração
Ouro Preto	540	1060	01/01/1888
Vitorino Dias	543	1027	12/10/1914
Passagem de Mariana	547	928	12/10/1914
Mariana	557	697	12/10/1914

O escritório das obras de prolongamento da ferrovia de Ouro Preto à Mariana situava-se na cidade de Mariana. Para acompanhar a conclusão das obras foi designado o renomado engenheiro Caetano Lopes Jr (1879 – 1955). Em missiva endereçada ao Sub-Diretor da 5ª Divisão da Estrada de Ferro Central do Brasil, Lopes relatou a situação em que encontrou as obras de prolongamento da estrada de ferro quando assumiu a sua direção e as dificuldades encontradas na construção de um dos túneis. Trecho desta missiva está transcrito a seguir.

“Encontrei os trilhos assentados até a Ponte do Funil, cerca de um quilometro além de Ouro Preto: e, à margem das linhas, depositadas muitas pilhas de dormentes, de madeiras brancas, já marcados e adquiridos pela primitiva comissão construtora. Logo que concluí a montagem da superestrutura metálica do vão central e a colocação das vigas de cimento armado dos outros dois vãos dessa ponte, tive de imprimir toda a atividade ao avançamento para atingir, sem delongas, o túnel nº 4, cerca de três quilômetros além, para apressar o seu revestimento, visto como esse

túnel fora perfurado em toda a sua extensão e em toda a sua seção transversal, tendo apenas como escoramento, em alguns pontos, paus roliços, mantidos por peças transversais, apoiadas sobre montantes de maior grossura, porém, tão longos em relação ao seu diâmetro, que sofreram enorme flexão ao primeiro movimento do terreno. Grande parte desse túnel, próxima a segunda boca, ameaçava iminente desabamento e conseqüente soterramento de dependências da Fábrica de Tecidos do Tombadouro e da usina hidrelétrica que servia à iluminação de Ouro Preto”.

As pontes constituintes desta ferrovia são importadas e montadas *in loco*, em uma outra missiva, é relatada a dificuldade na montagem da Ponte do Funil. Para os padrões atuais de tecnologia, a ponte seria montada com facilidade, no entanto, em 1914 os engenheiros não dispunham de guindaste, e a montagem da ponte de pouco mais de vinte metros de vão, exigia grande esforço de toda a equipe, conforme descrito pelo próprio Caetano Lopes:

“A montagem da Ponte do Funil foi feita à margem do rio, no mesmo eixo da via férrea, e corridas de um encontro a outro, por meio de grandes cavaletes de madeira, apoiados numa linha férrea provisória montada sobre o curso d’água, correndo a ponte sobre tróleis, que corriam também sobre uma linha provisória, assentada sobre o leito da futura linha definitiva”

A arquitetura marcante das estações construídas no século XX, também está presente nesta ferrovia. A análise das plantas de tipologia fornecem detalhes peculiares deste período. Além disso, as cadernetas manuscritas e as missivas pertencentes à coleção Caetano Lopes Jr. nos traz relatos dos desafios técnicos e administrativos ocorridos durante a construção do citado trecho.

Os relatórios da Companhia de Estrada de Ferro Central do Brasil, levantados por LOPES (2005) revelam que os materiais usados nas construções das estações são em geral: alvenaria de pedra para os alicerces e baldrames; alvenaria de tijolos para as paredes e revestimentos, em camadas de emboço e reboco; cobertura com estrutura de madeira e telhas planas (francesas); plataformas de embarque e desembarque com colunas e estrutura das coberturas, em trilhos reaproveitados; telhas de zinco ou ferro corrugado; esquadrias de madeira com vidro, nas aberturas; acabamentos com pintura à óleo, caiação e verniz; assoalho de madeira,

ladrilhos ou cimentado, nos pisos. As Figuras de 3.6 a 3.7 ilustram a arquitetura das estações, desde o projeto à obra concluída.

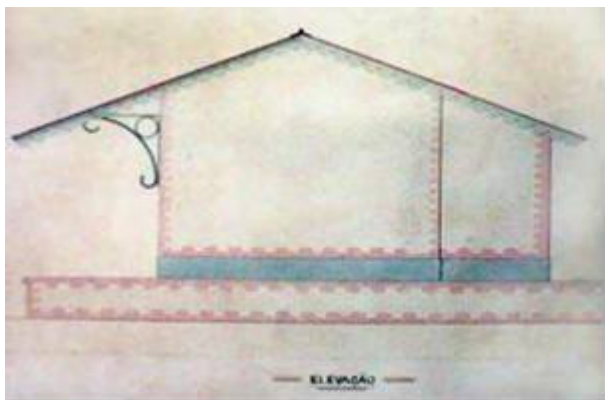


Figura 3.6 – Vista lateral de uma estação do ramal central 1878



Figura 3.7 – Estação de Vitorino Dias, construída em 1914

São encontrados com menor frequência, elementos em cantaria, estuque e paredes divisórias em pau-a-pique. Vale lembrar, que estes últimos elementos estão presentes também na arquitetura do centro histórico, tanto de Ouro Preto quanto de Mariana, compondo os casarões centenários. A Estação Ferroviária de Ouro Preto merece um destaque maior pela importância e pela riqueza de detalhes. Na fachada, chama a atenção o uso de cantaria em pedra lavrada nos cunhais e no entorno de portas e janelas. A cor escura e o alto relevo das pedras contrastam com o fundo claro e planos das paredes, fazendo o formato de uma enorme engrenagem.

Segundo MORAIS (2002), o corpo central da estação é composto por dois pavimentos, marcando a entrada da estação; os blocos laterais são mais baixos e os vãos são distribuídos igualmente nas fachadas opostas. Os coroamentos da fachada principal e posterior são escalonados e ostentam um relógio, constituindo uma das poucas estações deste porte na Central do Brasil a apresentar este elemento arquitetônico. Os telhados, em telhas francesas, são ocultados por platibandas cegas, marcadas pela disposição de cimbalhas contornando todo o edifício. Esse elemento repete-se também nas platibandas do pavimento superior do corpo central, Figura 3.8.



Figura 3.8 – Fachada frontal da Estação Ferroviária de Ouro Preto

3.4. Fatores que Influenciaram no Surgimento do Metal como Elemento Estrutural de Pontes

As primeiras pontes metálicas foram construídas no final do século XVII, onde o ferro fundido foi a liga metálica utilizada. Até então, as pontes eram construídas em alvenaria de pedra ou madeira, porém estes materiais eram limitados à construção de pequenos vãos. Desta forma, até então, a travessia de um curso d'água maior era normalmente feita através de balsa.

A partir do século XVIII, a Inglaterra vivenciava a Revolução Industrial, que teve como característica a rápida acumulação de bens de capital, com conseqüente aumento da mecanização e da produção industrial. Neste período, verificou-se um rápido progresso econômico, aumento da renda *per capita* e uma explosão na taxa de crescimento populacional de forma nunca antes vista na história da humanidade. Tais fatores exigiam a implementação e modernização da infra-estrutura de transporte, visando favorecer o escoamento da produção e o abastecimento das indústrias e dos centros consumidores. Neste cenário, era impraticável a travessia por balsa, principalmente no inverno quando a baixa temperatura tornava ainda mais lenta a navegação.

Era evidente a necessidade de substituir as balsas por pontes, porém, os ingleses se viram

diante de um enorme dilema: que material utilizar para vãos maiores? O ferro fundido foi a grande solução para este problema, principalmente pela capacidade do material de suportar tensões de compressão muito maiores que as suportadas pelos materiais até então utilizados, e pela proximidade das siderúrgicas, que facilitava a aquisição do material. O novo material permitia construir estruturas mais esbeltas e, portanto, mais leves, o que possibilitava vencer vãos maiores, sem, contudo, sobrecarregar as fundações.

Assim, a Revolução Industrial marcou definitivamente o casamento do ferro fundido com a construção de pontes. “The Ironbridge” (literalmente a ponte de ferro), projetada pelo arquiteto Thomas Pritchard e construída por Abraham Darby III em 1779, na região de Coalbrookdale, Inglaterra, foi a primeira ponte de todos os tempos construída em ferro fundido. Localizada sobre o Rio Severn, a estrutura conta com 5(cinco) arcos semicirculares feitos de ferro fundido, vencendo um vão de 30,6m, quatro arcos menores completam a extensão total da ponte de 60,0m.

A escolha dos projetistas pelo sistema estrutural em arco semicircular demonstra claramente a insegurança deles em relação ao novo material. O uso do arco permitiu dimensionar a estrutura apenas para o esforço de compressão. Este sistema estrutural foi baseado em outro modelo já consagrado na época, a alvenaria de pedra. A Figura 3.9 ilustra a “Ironbridge”.



Figura 3.9 – Ponte “Ironbridge” construída em 1779

A introdução de um novo método construtivo formam um quadro muito propício às improvisações, e por consequência, ao surgimento de patologias. Na *Ironbridge*, além das improvisações naturais no processo de transição, outro fator que contribuiu para o surgimento de patologias foi a falta de referências em construções semelhantes. A instabilidade dos apoios foi o principal problema patológico desta ponte. Como consequência, ocorreu uma forte inclinação, retirando o tabuleiro da posição horizontal.

Tais fatores lavaram a estrutura que foi concebida com um coeficiente de segurança elevado e, portanto, superdimensionada, a ser reforçada, pois a falta de conhecimento das propriedades mecânicas do novo material levou à sensação de que a estrutura era insegura ou até mesmo inadequada. Após um intenso trabalho de escoramento, devido ao grande peso da mesma, foram retirados dois dos arcos principais, que foram devidamente reforçados. A ponte foi considerada acabada após a recolocação dos dois arcos em seus devidos lugares.

3.5. Evolução do Sistema Estrutural das Pontes Metálicas

O desenvolvimento histórico de pontes é o campo que melhor ilustra o progresso da engenharia estrutural desde tempos antigos até o século presente. As construções ousadas, de um modo geral, ilustram o nível de desenvolvimento tecnológico do país no âmbito da engenharia estrutural. Em particular, o desenvolvimento de pontes metálicas, está associado ao progresso em análise estrutural, ao desempenho de materiais mais resistentes e a metodologia de ensaios que permitam determinar, com maior segurança, as propriedades mecânicas dos materiais.

Está idéia é reforçada por GONÇALVES (1992), segundo ele, devido à importância e grandeza das pontes, esta obra de arte constitui marco não só por caracterizar o desenvolvimento tecnológico de uma época, como também marco arquitetônico capaz de identificar as cidades ou países onde foram construídas.

Durante a segunda metade do século XVII, um novo método de fundição utilizando o coque em substituição ao carvão vegetal, produzia o ferro a um custo menor, o que proveu a aplicação deste material nas práticas de engenharia. A utilização de ligas metálicas na

construção de pontes deu novo fôlego aos avanços tecnológicos, uma vez que antes deste período, com a utilização dos materiais primitivos: pedra e madeira os avanços na construção de pontes tinham alcançado o limiar tecnológico e científico, onde não havia nenhuma contribuição recente neste sentido.

É importante mencionar que as tecnologias empregadas na construção de pontes, naquele momento, eram baseadas na intuição individual de “mestres” e na experiência passada pelas gerações, em lugar de teorias de mecânica e equações matemáticas. A preservação das técnicas de construção de ponte está intimamente ligada aos propósitos do exército e aos interesses do comércio. Os romanos estabeleceram até mesmo uma casta exclusiva para os fabricantes de pontes, os "pontífices". O exército dependia destes profissionais para agilizar o deslocamento das tropas. Razões semelhantes motivaram os reis franceses, por exemplo Louis XIV, e posteriormente Napoleão, a apoiar novas escolas de engenharia relacionadas com a formação destes profissionais (Ecole et de Ponts Chaussés e Ecole Polytechnique).

Apesar do grande avanço observado após 1779, com a introdução do ferro na construção de pontes, durante muito tempo o sistema estrutural de pontes metálicas tiveram como base os princípios fundamentados em métodos de construção empregados nos materiais primitivos. Das pontes de pedra proveram os pórticos em arco, enquanto que as pontes de madeira demonstraram a base para as vigas estruturadas em treliça.

Segundo GONÇALVES (1992), à medida que se desenvolveu as técnicas construtivas e o conhecimento sobre os materiais, aumentou a utilização das pontes como recurso para a diminuição das distâncias e melhoria dos transportes. O uso deste recurso traz consigo a necessidade de regulamentação. Em 1830, as locomotivas a vapor tinham aproximadamente 50kN por eixo, e no final do século, passaram a ter cerca de 270kN. Para regulamentar este vasto gradiente de sobrecarga, foi criado o conceito de trem tipo, onde o carregamento era associado a um determinado padrão que definia a capacidade da via. O trem tipo foi utilizado no mundo inteiro, inclusive no Brasil, através das prescrições da NB-7.

Nesta Dissertação, a história das pontes metálicas é subdividida de acordo com três tipos de pontes:

- Pontes em arco;
- Estrutura em viga;
- Pontes suspensas.

3.5.1. Ponte em arco

Os arcos transferem ações verticais distribuídas à fundação, principalmente por compressão. Devido às propriedades específicas do material, esta é a forma mais apropriada para a estrutura de pontes de pedra, que não ultrapassavam vãos maiores do que aproximadamente 35 a 40 m (Figura 3.10).



Figura 3.10 – “Pont du Gard”, perto de Nîmes na França. Construída pelo exército romano em 18 a.C. com vão máximo de 40 m

Fonte: <http://www.ils.fr/candi/PdG/img002gd.JPG>-acesso 01-12-2006

A ponte de Coalbrookdale apresentada no item 3.4, foi a primeira construção bem sucedida a utilizar o ferro fundido como elemento estrutural. Algumas tentativas anteriores na França e Inglaterra tinham falhado porque o ferro fundido era pouco elástico, apresentava baixa resistência à tração na flexão, era frágil e tinha sido usado com sistemas estruturais

impróprios. Construída em arco como os exemplos anteriores em pedra, esta estrutura conseguiu vencer um vão de 30 m, estando em funcionamento até a atualidade.

Após obtenção de sucesso em Coalbrookdale, a construção de ponte metálica se tornou comum em toda Europa, principalmente na Inglaterra. Em pouco tempo, a metodologia de construção foi aprimorada, e os avanços na elaboração de estruturas de pontes cresceram em ritmo acelerado, de tal forma que o vão de 30 m da Ponte de Coalbrookdale foi logo superados pela ponte Sunderland, 1796, com vão de 72 m, e pela Ponte Schuylkill, 1809, com 93 m de vão, ambas construídas em arco. Pontes em ferro fundido também foram exportadas a outros países, inclusive para o Brasil.

O próximo passo na construção de pontes metálicas foi o aprimoramento das técnicas de fabricação do aço, reduzindo os custos de fabricação e popularizando este produto na construção civil em geral, inclusive na construção de pontes. A “Ponte Mississippi”, em St. Louis foi construída em 1874 por J.B. Eads. Esta obra já apresenta arcos em elementos tubulares fabricados em aço, possibilitando vencer três vãos sucessivos de 159 m de extensão cada, construindo-se até então a maior ponte em arco do mundo conforme mostra a Figura 3.11. A estrutura que contava ainda com viadutos de acesso em arcos de alvenaria de pedra, e totalizava 1964 m de comprimento.



Figura 3.11 – Ponte “Mississippi Bridge”

Fonte: <http://fr.wikipedia.org/wiki> - acesso 15-08-2006

A Ponte Ferroviária “Garabit” (Figura 3.12), com 565 m de extensão, um arco de 52 m de altura e vão de 165 m foi construída por um dos melhores engenheiros de sua época, em Ruynes, na França (1884), Gustave Eiffel, o mesmo projetista da Torre Eiffel (1889), e da Estátua da Liberdade (1886). A Ponte “Garabit” se destaca por apresentar uma estrutura treliçada toda em aço. O arco central é utilizado para apoiar a superestrutura da ponte construída com vigas treliçadas.



Figura 3.12 – Ponte Garabit

Fonte: http://fr.wikipedia.org/wiki/Viaduc_de_Garabit - acesso 15-08-2006

O grande avanço na construção de pontes em arco ocorreu com a utilização de arcos associados com esteios, segurando o tabuleiro da ponte. Este novo sistema estrutural permitiu a transposição de vãos acima de 500m. Tal sistema estrutural só foi possível com a utilização de aços mais resistentes, onde as pontes com maiores vãos foram construídas na década de 30 do século passado. A Ponte "Bayonne Bridge", em New Jersey, projetada por O.H. Ammann, em 1931, com vão de 504 m e a ponte "Sydney Harbour Bridge" (Figura 3.13), projetado por R. Freeman, em 1932, com vão de 503 m, são exemplos deste tipo de estrutura.



Figura 3.13– Ponte "Sydney Harbour Bridge"

Fonte: <http://fr.wikipedia.org/wiki> - acesso 15-08-2006

O Brasil tem pouca tradição em construções deste tipo de ponte metálicas construídas em arco, dando maior destaque para as estruturas em concreto armado, como é o caso da “Ponte da Amizade” construída sobre o Rio Paraná, com um vão livre de 290m, sendo, na época, o maior do mundo em concreto armado e arco engastado. A obra foi projetada pelo engenheiro José Rodrigues Leite de Almeida, formado na Escola Politécnica da universidade de São Paulo.

Somente em 2002, com a inauguração da Ponte Juscelino Kubitschek – JK (Figura 3.14), construída sobre o lago norte da cidade de Brasília-DF, o Brasil ganhou uma representante de peso no segmento de pontes metálicas em arco. A obra Projetada pelo arquiteto Alexandre Chan, e executada pelos engenheiros Mário Vila Verde e Filemon Botto de Barros, ostenta três arcos centrais com vãos de 240 m de extensão cada e um comprimento total de 1.200m que se integra adequadamente a arquitetura moderna da cidade.



Figura 3.14 – Ponte Juscelino Kubitschek, Brasília-DF

Fonte: Secretária de Infra-Estrutura e Obras do Distrito Federal

3.5.2. Ponte em viga

Assim como visto no item anterior, as primeiras pontes metálicas foram construídas em arco, porque o ferro fundido, empregado naquele período da história, somente podia ser usado para resistir aos esforços de compressão. No entanto, mais de cinquenta anos depois da utilização do ferro fundido foi utilizado o aço em elementos estruturais. As propriedades mecânicas do aço são capazes de resistir também às tensões de tração na flexão, o que permitiu o surgimento de pontes estruturadas com vigas.

As pontes em vigas metálicas treliçadas, foram um aprimoramento das teorias de cálculo há muito tempo utilizada para pontes em treliças de madeira.

O auge das pontes em treliças de madeira ocorreu na metade do século XVII, quando os construtores e mestres individuais como Grubenmann e Ritter, na Suíça, Gauthey, na França, e Wiebeking, na Alemanha, desenvolveram estruturas excelentes com vão de até 100 m. Desde então, a utilização de pontes de madeira se deu mais fortemente nos E.U.A, onde as estruturas foram simplificadas e as grandes estruturas de ponte, especialmente para as estradas de ferro, foram executadas com elementos pré-fabricados e padronizados, com ligações simples.

3.5.2.1. Viga treliçada com banzos paralelos

Durante a primeira metade do século XIX, as pontes metálicas em vigas treliçadas foram freqüentemente projetadas, particularmente nos E.U.A. onde os conceitos das estruturas de

madeira foram transferidos para as pontes em aço. A escolha de treliças se deu principalmente pelo comportamento deste tipo de estrutura, onde as barras são apenas comprimidas ou tracionadas.

Este tipo de estrutura, muito utilizado no Brasil, está presente na maioria das pontes ferroviárias existentes no país. A “Ponte do Funil”, em Ouro Preto, projetada por Caetano Lopes Jr. em 1914, com vão de 21m (Figura 3.15), é um exemplo deste tipo de construção.



Figura 3.15 – “Ponte do Funil” em 2005, durante a montagem dos andaimes para recuperala

Na Europa, este tipo de estrutura também foi muito empregado na construção de pontes, principalmente, para as ferroviárias com vãos inferiores a 200m, onde se destacam pela beleza e complexidade as pontes de Gustave Eiffel, construtor de várias obras de arte na França e em Portugal. No entanto, a tendência era de pontes mais simples e funcionais, como é o caso da “Bridge at Karlsruhe” construída na Alemanha em 1838 com vãos de 175 e 117m (Figura 3.16).



Figura 3.16 – “Bridge at Karlsruhe” sobre o Rio Reno na Alemanha

Fonte: <http://fr.wikipedia.org/wiki> - acesso 15-08-2006

3.5.2.2. Viga caixão

O conceito de viga caixão foi desenvolvido em 1844 por Robert Stephenson, filho de George Stephenson, inventor da locomotiva. Na construção de uma ponte sobre o “Strait de Menai”, Stephenson resolveu construir uma ponte com dois tubos retangulares, com 4.4m de largura e 9.0m de altura cada. Executou o projeto com base em extensivos experimentos em modelos na escala 1:6 com seção transversal circular, elíptica ou retangular. Integravam a equipe de pesquisa, W. Fairbairn, responsável pelos experimentos e E. Hodgkinson, executando o trabalho teórico. A pesquisa mostrou que as placas da viga caixão tinham rigidez suficiente para vencer o vão de 142m sem necessitar de escoramento.

Composta por quatro vão de $70 + 142 + 142 + 70$ m, 10.600 toneladas de aço e 3,5 milhões de rebites incorporados. Quando a “Britannia Bridge” (Figura 3.17), foi inaugurada em 1850, Stephenson não poderia imaginar o quanto tinha contribuído para o desenvolvimento de construção de pontes com vigas mestras caixão. Somente 90 anos após esta data, outra ponte semelhante foi construída novamente. A “Britannia Bridge” funcionou normalmente com o tráfego previsto durante 120 anos, até 1970, quando a estrutura foi danificada por um incêndio.



Figura 3.17 – ponte “Britannia Bridge”

Fonte: <http://www.warrenkovach.co.uk/> - acesso dez/2006

No Brasil, este tipo de estrutura foi utilizado para construção dos vãos centrais da ponte Rio Niterói. Projetada por Noronha. A. A. com 13.290m de extensão, sendo 848m construídos com duas vigas caixão em aço de 6,86 m de largura e 7,42m de altura cada e vão central de 300m. Inaugurada em 1974, possui o maior vão em viga contínua do mundo (Figura 3.18). Esta ponte é a principal ligação das cidades de Rio de Janeiro e Niterói e com o interior do estado, sobretudo, o pólo turístico da Região dos Lagos. Com fluxo médio de 135 mil veículos por dia e transporte de cerca de 400 mil pessoas.



Figura 3.18 - Vãos centrais da ponte Rio-Niterói

Fonte: <http://www.marcillio.com/rio/enbaigua.html> - acesso mar/2007

Visando manter a saúde estrutural da ponte, em 2000, os caixões metálicos da superestrutura

do Vão Central foram reforçados internamente e, por fora, foi realizada a substituição do pavimento asfáltico por concreto armado, constituindo uma laje mista que proporcionou um reforço estrutural adicional.

Após a reforma, a Ponte Rio-Niterói forneceu mais uma importante contribuição para o desenvolvimento da engenharia estrutural. O sistema de Atuadores Dinâmicos Sincronizados (ADS) foi instalado no interior dos caixões metálicos para minimizar as oscilações da estrutura do Vão Central sob vento intenso. Desenvolvido e patenteado pelo professor Ronaldo Battista, do Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil da UFRJ (Coppe – Cooperação de Programa de Pós – Graduação em Engenharia), o sistema ADS amortece em mais de 80% as oscilações que ocorrem no vão central da ponte provocada pelo vento.

Este sistema é composto de 32 conjuntos de molas e contrapesos em aço que totalizam 120 toneladas. Estão distribuídos simetricamente no meio dos caixões do vão central para reduzir a frequência de oscilação da estrutura de 13 mil toneladas. A Figura 3.19, ilustra o interior da viga caixa com a instalação do sistema ADS.



Figura 3.19 – Sistema de Atuadores Dinâmicos Sincronizados, no interior do caixa metálico do vão central da ponte Rio Niterói

(Fonte: <http://www.ponte.com.br/concessionaria/sobrea/> - acesso dez/2006)

3.5.2.3. Vigas parabólicas e vigas em formato de barriga de peixe

Com o objetivo de distribuir melhor os esforços na viga treliçada, foram criadas novas vigas. A viga parabólica com o banzo superior convexo e a viga com formatos semelhantes à barriga de peixe, com os dois banzos curvos, porém em sentidos opostos. Este último sistema, chamado de “Viga de Pauli”, distribui de forma uniforme as tensões nos banzos, sendo praticamente uniforme ao longo de todo o vão. É muito utilizado, principalmente na Alemanha, onde este método foi desenvolvido por Friedrich A. Von Pauli (1802 - 1883), um coordenador e projetista de estradas de ferro e mais tarde professor na Universidade de Munich.

O sistema estrutural com vigas parabólicas também foi muito utilizado em pontes ferroviárias em vários países, não sendo difícil de ser encontradas nas ferrovias brasileiras. A Figura 3.20, mostra a Ponte “Albert Bridge ” construída na Alemanha em 1859, com dois vãos de 139m cada, sendo um bom exemplo de ponte construída com “Viga de Pauli”, construída com o banzo superior formado por elementos estruturais tubulares de aço.



Figura 3.20 - Ponte “Albert bridge” no formato de barriga de peixe

A Figura 3.21, referente a ponte “Lek Bridge”, construída em 1868, por J. Caspar Harkort, com vão de 155m, ilustrando uma ponte com vigas mestras com banzo superior parabólico.



Figura 3.21 - Ponte "Lek B ridge"

3.5.3. Ponte Suspensa

As pontes suspensas não são recentes, sendo há muito tempo utilizadas para a travessia de grandes vales. As pontes metálicas suspensas da forma como é conhecida é uma evolução das antigas pontes de corda e madeira desenvolvidas pelos Incas e ainda hoje muito utilizadas na China, Índia e América do Sul. As pontes primitivas eram utilizadas como passarelas, para o transporte de pedestres e pequenos animais, sendo parte integrante do sistema viário local e é um excelente exemplo da inovação dos Incas na engenharia.

Suspensa sobre duas extremidades elevadas sobre um rio ou um vale, as pontes simples de corda e madeira, seguem um arco descendente raso, onde os esforços na corda são apenas de tração, permitindo que o material seja aproveitado ao máximo e assim possibilitar a transposição de grandes vãos. O arco utilizado na ponte suspensa em curva catenária é o caso oposto ao utilizado nas pontes de pedra, onde os esforços são todos de compressão.

O projeto das modernas pontes suspensas, com a plataforma sustentada perpendicularmente por tirantes foram desenvolvidas a partir do século XIX. Entre os primeiros exemplares deste tipo de estrutura, incluem as pontes de Menai e de Conwy ambas inauguradas em 1826 em

Wales, e a ponte de Hammersmith inaugurada em 1827 em Londres. Este tipo de estrutura se constituiu a mais apropriada para ultrapassar extensões muito grandes ou quando o projeto exige que o leito do rio fique livre para o tráfego marítimo. Desta forma este tipo de ponte se destaca por proporcionar estruturas com vãos grandes e de extrema beleza.

3.5.3.1. Ponte suspensa pênsil

A Ponte do Brooklyn (1883), em New York, projetada por John Augustus Roebling com 1834m de vão foi a maior ponte suspensa na época de sua inauguração, e por muitos considerada a mais bela de todas. Atualmente o título de maior ponte pertence a “Akashi Kaikyo” na cidade de Kobe no Japão, projetada por Honshu Shikoku Bridge Authority a ponte inaugurada em 1998, possui comprimento total de 3900m e vão central de 1991m e duas torres com 283m de altura (Figura. 3.22). Vencer vãos tão grandes só foi possível com a utilização de aços de alta resistência, aliados ao desenvolvimento de novos métodos de cálculo de estruturas.



Figura 3.22 – Ponte Suspensa “Akashi Kaikyo”

Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/akashi.htm> - acesso Jan/2008

No Brasil, a primeira ponte suspensa foi construída na ilha de São Vicente/SP, ligando a cidade ao continente. Projetada pelo engenheiro alemão Augusto Kloene, a ponte com 180m de vão foi inaugurada em 1914. Outro importante exemplo deste tipo de construção no Brasil é a ponte Hercílio Luz ligando o continente à ilha de Florianópolis/SC, sendo a maior ponte

suspensa do país. Inaugurada em 1926, a ponte projetada pelos engenheiros norte-americanos Robinson e Steinmann, tem um comprimento total de 819 m, e vão central de 339 m, além de dois viadutos com 259m e 221m e duas torres de 75 m de altura cada. A estrutura de aço tem o peso aproximado de 5.000 toneladas, com 100% do aço importado dos Estados Unidos (Figura 3.23).



Figura 3.23 – Ponte Suspensa “Hercílio Luz”, Florianópolis, Brasil

3.5.3.2. Ponte suspensa estaiada

Ponte da Normandia (Figura 3.24 - a), situada na foz do Rio Sena entre as cidades de Honfleur e Le Havre, representou um grande avanço tecnológico para a construção de pontes estaiada. Concluída em 1995 com 2.141 m de comprimento total, apoiado em duas torres em formato de Y invertido, cada uma com 215 m de altura e com 856 m de vão central, superou em 326 m o recorde anterior de vão de uma ponte estaiada, pertencente a Ponte Skarnsundet (Noruega).

Os tabuleiros em caixão fechado (Figura 3.24 - b), típicos de pontes pênséis, auxiliaram no desenvolvimento do piso da ponte da Normandia tendo como resultado final foi um tabuleiro ainda mais inovador, que conseguiu unir leveza com rigidez. Trata-se de uma estrutura híbrida, na qual os 624 m centrais são de aço e os 116 m de cada extremidade do vão central mais as vias de acesso são de concreto protendido.



(a)



(b)

Figura 3.24 – Ponte da Normandia, (a) vista aérea e (b) detalhe de montagem do tabuleiro

Fonte: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/normandia.htm> - acesso Jan/2008

4 -REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica, com o objetivo de proporcionar um melhor entendimento dos temas envolvidos neste trabalho e fazer um contexto atualizado do assunto.

4.1. Conceito de Patologia em Estrutura Metálica

O termo patologia derivado do grego “pathos”, sofrimento, doença e “Logos”, estudo, sendo portanto a ciência que estuda as doenças, sob determinados aspectos.

Na medicina onde este termo é mais difundido, ela envolve tanto a ciência básica quanto a prática clínica, e é devotada ao estudo das alterações estruturais e funcionais das células, tecidos e órgãos que estão subjacentes às doenças. Na engenharia, a percepção de uma construção como um organismo em interação com o ambiente e o usuário não é recente. Constata-se que patologias surgem, e com o decorrer do tempo este fenômeno pode se estabilizar, evoluir ou eventualmente regredir. Há uma analogia natural com um organismo vivo, onde o meio ambiente reage com a construção e em termos relativos, o resultado desta interação pode ser saudável ou pode ser patológico.

Também não é recente o emprego do termo ‘patologia’ para indicar genericamente os ‘defeitos’ de uma construção. Segundo CASTRO (1999), os primeiros usos dessa expressão teriam sido para designar os defeitos das estruturas de concreto armado moldado “in situ”, defendendo para o domínio da Engenharia a pesquisa destes fenômenos.

No âmbito da construção civil, os problemas patológicos podem ser originados na concepção do projeto, na execução ou adquiridos após a construção. A maioria das patologias apresentadas poderia ser evitada na fase de projeto com a seleção correta dos materiais empregados, dos métodos construtivos e dos sistemas estruturais que respeitem as normas técnicas vigentes.

A partir de 1982, no Brasil, iniciaram-se algumas atividades para implementar o uso do aço em construção civil e, após os primeiros edifícios de andares múltiplos, verificou-se que a construção metálica, ainda que erguida sobre uma estrutura quase que completamente

Industrializada, não era imune a uma gama de patologias. São exemplos, entre os mais freqüentes, a vibração dos pisos e as trincas nos fechamentos laterais, inicialmente feitos com alvenaria.

Todavia, é comum que na introdução de uma nova tecnologia aumente o número de erros de projetos e execução. Este fato se justifica, pois na transição de um modelo construtivo para outro os projetistas que não dominam a técnica a ser implantada, utilizam aspectos construtivos inerentes ao sistema tradicional, fazendo adaptações no novo sistema construtivo que na maioria das vezes não são compatíveis. A Figura 4.1 ilustra um procedimento típico de construção em concreto armado, onde o deslocamento da estrutura é semelhante ao da alvenaria, sendo utilizado em fechamento de estrutura metálica, em que os deslocamentos são diferenciados.

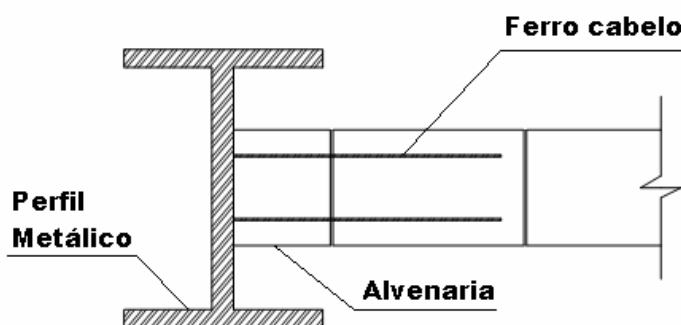


Figura 4.1 – Representação esquemática de uma ancoragem da alvenaria à estrutura metálica, utilizando ferro-cabelo

Através do aprimoramento das técnicas construtivas, capacitação da mão-de-obra, investimento em equipamentos de montagem e Industrialização da produção é possível reduzir os erros de construção, na qual se originam as patologias.

4.2. Ligas Metálicas Utilizadas na Construção de Pontes

Tecnicamente, a maioria dos metais e ligas encontradas comercialmente, tais como: aço, ferro fundido, latão, bronze, alumínio, etc., poderia ser utilizada na construção de pontes, no entanto quando é observada a viabilidade do empreendimento este número fica bastante reduzido. O ferro fundido e o aço são as ligas metálicas com maior utilização nesta finalidade, sendo o primeiro muito empregado na construção de pontes no final do século XVII, e posteriormente,

gradativamente foi perdendo espaço para o aço. Atualmente as pontes metálicas são construídas quase que na totalidade em aço de média e/ou alta resistência mecânica.

Nas pontes antigas construídas no Brasil, são poucas as informações sobre o tipo de liga metálica utilizada. A identificação de ligas empregadas em pontes é de fundamental importância para que se possa projetar a restauração da estrutura de forma econômica e segura, uma vez que os avanços na siderurgia, principalmente nas últimas décadas, tornaram os metais produzidos atualmente mais adequados em relação aos empregados nas pontes anteriormente construídas. Desta forma o projetista pode cometer erros ao empregar as propriedades mecânicas encontradas nos catálogos atuais na análise numérica estrutural das pontes antigas.

A falta de informações a respeito dos materiais empregados na construção destas pontes, se dá basicamente pelo tipo de concessão de ferrovia adotado pelo Brasil, onde as primeiras pontes ferroviárias construídas no país eram projetadas e importadas pelos engenheiros responsáveis pela construção da obra e, na maioria dos casos, estas estruturas eram importadas de seus países de origem, sem nenhum controle de autoridades locais. Desta forma no processo de restauração destas pontes é de fundamental importância a caracterização do metal, visando distinguir o ferro fundido e as estruturas de aço e, através de ensaios mecânicos, definir a real capacidade de carga dos mesmos.

4.2.1. Ferros fundidos

Ferro fundido é o termo genérico utilizado para as ligas de ferro-carbono-silício no qual o conteúdo de carbono é acima de 2,11% (peso), podendo chegar até 6,67%. No entanto, segundo CHIAVERINI (1996), quando o teor de Carbono exceder a 4,00%, o ferro fundido apresenta pequena ou nenhuma importância comercial.

O ferro fundido é normalmente considerado uma liga “ternária Fe-C-Si”, pois o silício está freqüentemente presente em teores superiores ao do próprio carbono. As propriedades características de alguns tipos de ferros fundidos, tais como boa ductilidade, alta dureza, resistência ao desgaste, entre outras são as principais razões de sua vasta aplicação ao longo da história. Através da adição de um ou mais elementos de liga, as propriedades do ferro fundido

podem ser modificadas consideravelmente, adequando o material para uma aplicação específica. A Tabela 4.1 indica as influências dos elementos de liga.

Tabela 4.1 - Influência dos elementos de liga, nas propriedades do ferro fundido

Fonte: CHIAVERINI (1996)

Elemento	Efeito
Silício	Promove a precipitação da grafita e aumenta a fluidez do metal
Manganês	Dificulta a precipitação da grafita
Fósforo	Aumenta a fluidez do metal. Em ferro fundido com nódulos de grafita, o fósforo é um elemento indesejável. Sendo a concentração de P maior que 0,15%, a resistência à tração e fadiga é fortemente reduzida. Desta forma, a concentração de P é mantida abaixo de 0,08%, sendo que para materiais que devem suportar resistência a impactos, abaixo de 0,05%
Enxofre	Diminui as propriedades mecânicas, aumentando a tendência de formação de trincas, mas melhora a usinabilidade

Dentro da denominação geral de ferro fundido, podem ser distingüidos os seguintes tipos de ligas comercialmente existentes, são: Cinzento, Nodular, Maleável, de Grafita Compacta e Branco. A faixa de composição dos cinco principais tipos de ferros fundidos, sem elementos de liga, está indicada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Composição química de cinco tipos de ferro fundido comerciais

Fonte: www.infomet.com.br - acesso Jun/2006

Tipo	% C	% Si	% Mn	% P	% S
Cinzento	2,5 – 4,0	1,0 - 3,0	0,2 - 1,0	0,002 - 1,0	0,02 - 0,25
Grafita compacta	2,5 – 4,0	1,0 - 3,0	0,2 - 1,0	0,01 - 0,1	0,01 - 0,03
Dúctil	3,0 – 4,0	1,8 - 2,8	0,1 - 1,0	0,01 - 0,1	0,01 - 0,03
Branco	1,8 – 3,6	0,5 - 1,9	0,25 - 0,8	0,06 - 0,2	0,06 - 0,2
Maleável	2,2 – 2,9	0,9 - 1,9	0,15 - 1,2	0,02 - 0,2	0,02 - 0,2

O Brasil é um dos maiores produtores mundiais de peças fundidas, tendo produzido em 1998 aproximadamente 1.658.000 toneladas. No processo metalúrgico de fundição é obtido um produto sólido a partir do metal em estado líquido, mediante solidificação desse metal em um molde. Existem muitas técnicas usadas em fundição de metais, sendo que a escolha do processo depende do tamanho, quantidade, complexibilidade da peça e qualidade superficial desejada para o produto acabado (SCHEUNEMANN, 2005).

As operações básicas de um processo de fundição geralmente se dividem em:

- Projeto e confecção de modelos e moldes;
- Fusão e vazamento do metal líquido para dentro dos moldes;
- Desmoldagem e usinagem da peça fundida.

4.2.2. Aços

O aço é constituído de uma liga metálica de ferro e carbono, podendo conter ou não elementos de liga e com porcentagens de carbono que variam entre 0,008 e 2,11% (peso), além de certos elementos residuais, resultantes dos processos de fabricação. O limite inferior a 0,008% corresponde à máxima solubilidade do carbono no ferro α (estrutura cristalina cúbica de corpo centrado) à temperatura ambiente e o limite superior 2,11% correspondente à máxima quantidade de carbono que se dissolve no ferro γ (estrutura cristalina cúbica de face centrada) e que ocorre a 1148°C (CHIAVERINI, 1996).

O aço é uma liga metálica que possui basicamente uma estrutura ferrítica, a qual pode ser estabilizada através da adição de elementos químicos tais como: molibdênio, cromo, silício, nióbio, vanádio, titânio, alumínio, entre outros. Tais elementos são adicionados intencionalmente para melhorar alguma característica específica. Além dos principais elementos já citados, os aços incorporam outros elementos, alguns prejudiciais, provenientes da sucata ou do combustível empregado na fabricação, como o enxofre e o fósforo, que diminuem a ductilidade deixando o aço quebradiço, no entanto melhora a usinabilidade do aço.

A Figura 4.2 ilustra de forma simplificada o processo de fabricação do aço, onde: (A) O alto forno é carregado; (B) O gusa recebe injeção de oxigênio para retirar o excesso de carbono e outras impurezas; (C) O aço é lingotado e cortado; (D) Os semi-acabados, lingotes, são processados por equipamentos chamados laminadores e transformados em uma grande variedade de produtos siderúrgicos; (E) Produto final empregado na construção civil.

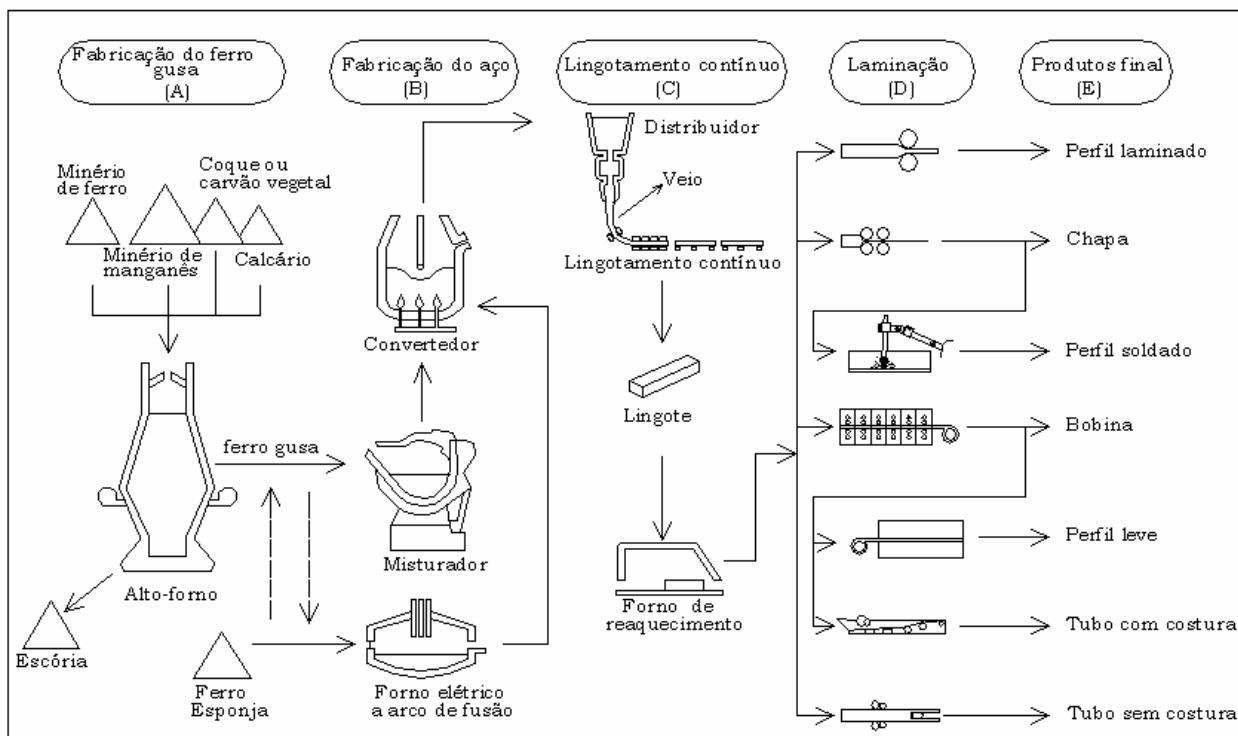


Figura 4.2 – Representação esquemática do processo de produção do aço e seus produtos principais

De acordo com o CBCA (Centro Brasileiro de Construção em Aço) existe uma grande variedade deste produto, com mais de 3500 tipos diferentes de aços, dos quais cerca de 75% foram desenvolvidos nos últimos 20 anos. Isso mostra a grande evolução que o setor tem experimentado. Atualmente o Brasil é o nono maior produtor de aço (em torno de 33 milhões de toneladas/ano, sendo que a produção mundial é em torno de 1 bilhão de toneladas/ano).

A importância do aço provém de vários fatores: boa resistência mecânica, ductilidade, relativa homogeneidade, possibilidade de ser forjado, laminado, estampado, trefilado, fundido, caldeado, soldado, perfurado, dobrado, perfilado, usinado, modificado em suas propriedades por meio de tratamentos mecânicos, térmicos e químicos, além de ser uma liga relativamente barata no caso de aço ao carbono. Tais fatores são as razões para o vasto campo de aplicações dos aços (BRINCK, 2004).

4.2.3. Classificação dos aços quanto ao percentual de carbono

A quantidade de carbono presente em cada tipo de aço estabelece sua classificação em três

classes: aço de baixo carbono, médio carbono e alto carbono. A proporção dos demais elementos de liga classifica o aço em duas classes principais: baixa liga e alta liga.

4.2.3.1. Aços baixo carbono

Os aços de baixo carbono possuem um máximo de 0,3% (peso) de carbono, apresentando grande ductilidade e limite de resistência inferior a 440 MPa. São bons para o trabalho mecânico e soldagem, não sendo temperáveis. São os mais utilizados na construção de edifícios e pontes.

4.2.3.2. Aços médio carbono

Os aços de médio carbono possuem de 0,3% a 0,6% (peso) de carbono e limite de resistência de 440 a 590 MPa. São aços que, quando temperados e revenidos, atingem boa tenacidade, média conformabilidade e soldabilidade. São comumente utilizados na construção de engrenagem, estruturas parafusadas de navios, vagões, entre outras aplicações.

4.2.3.3. Aços alto carbono

Os aços de alto carbono possuem mais do que 0,6% (peso) de carbono e apresentam elevada dureza e resistência mecânica após têmpera, o limite de resistência é acima de 590 MPa. São comumente utilizados em peças que requeiram alta resistência ao desgaste, tais como trilhos, rodas ferroviárias, componentes agrícolas, entre outros.

4.2.4. Aços estruturais

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 mecânica, ductilidade e outras propriedades são adequados para utilização em elementos que suportam cargas. Estes aços podem possuir em sua composição elementos de ligas tais como Cu, Ni, além de outros (CÂNDIDO, 2003).

Resumidamente, os aços podem ser classificados em três grupos, de acordo com sua tensão de escoamento, f_y :

- Aço carbono de média resistência mecânica (195 a 260 MPa);

- Aço de alta resistência mecânica e baixa liga (290 a 345 MPa);
- Aços ligados tratados termicamente (630 a 700 MPa).

O aumento do teor de carbono eleva a resistência mecânica do aço, porém diminui a sua ductilidade. Por isso, em estruturas usuais de aço, utilizam-se preferencialmente aços com baixo teor carbono até moderado carbono. Desta forma não há necessidade de preocupações especiais com soldas.

Os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas são definidos segundo os padrões da ASTM (“American Society for Testing and Materials”) sendo o ASTM A36 (limite de escoamento 250 MPa) atualmente o mais utilizado e conhecido pelos projetistas. Este aço é classificado como aço carbono de média resistência mecânica. Entretanto, a tendência moderna no sentido de se utilizar estruturas cada vez maiores, tem levado os engenheiros, projetistas e construtores a utilizar aços de maior resistência mecânica, os chamados aços de alta resistência e baixa liga, de modo a proporcionar estruturas cada vez mais leves. Já está sendo empregado em construção de pontes, aços com resistência mecânica de 1,6 GPa.

No segmento de aços com alta resistência mecânica, merecem destaque os aços com baixa liga que podem ser resistentes à corrosão atmosférica. Constituem a família dos aços conhecidos como patináveis, estes aços possuem em sua composição, pequenas adições de elementos de liga, como Cu, Cr e Ni, além de elementos residuais resultantes do processo de fabricação também presentes no aço carbono. Segundo CANDIDO (2005), a presença destes elementos de liga melhora sensivelmente a resistência e a aderência da camada de óxido que se forma sobre a superfície do metal. Esta camada de óxido compacta e aderente é conhecida como pátina.

A especificação deste tipo de aços em construção de pontes e viadutos está relacionada com a proteção à corrosão empregada pela pátina. Na medida em que a patina vai se formando, a taxa de corrosão vai diminuindo, pois ela atua como barreira protetora do metal em contato com o meio. No entanto, a recomendação deste tipo de aço está relacionada com a taxa de corrosividade atmosférica, conforme pode ser observado nos gráficos da Figura 4.3.

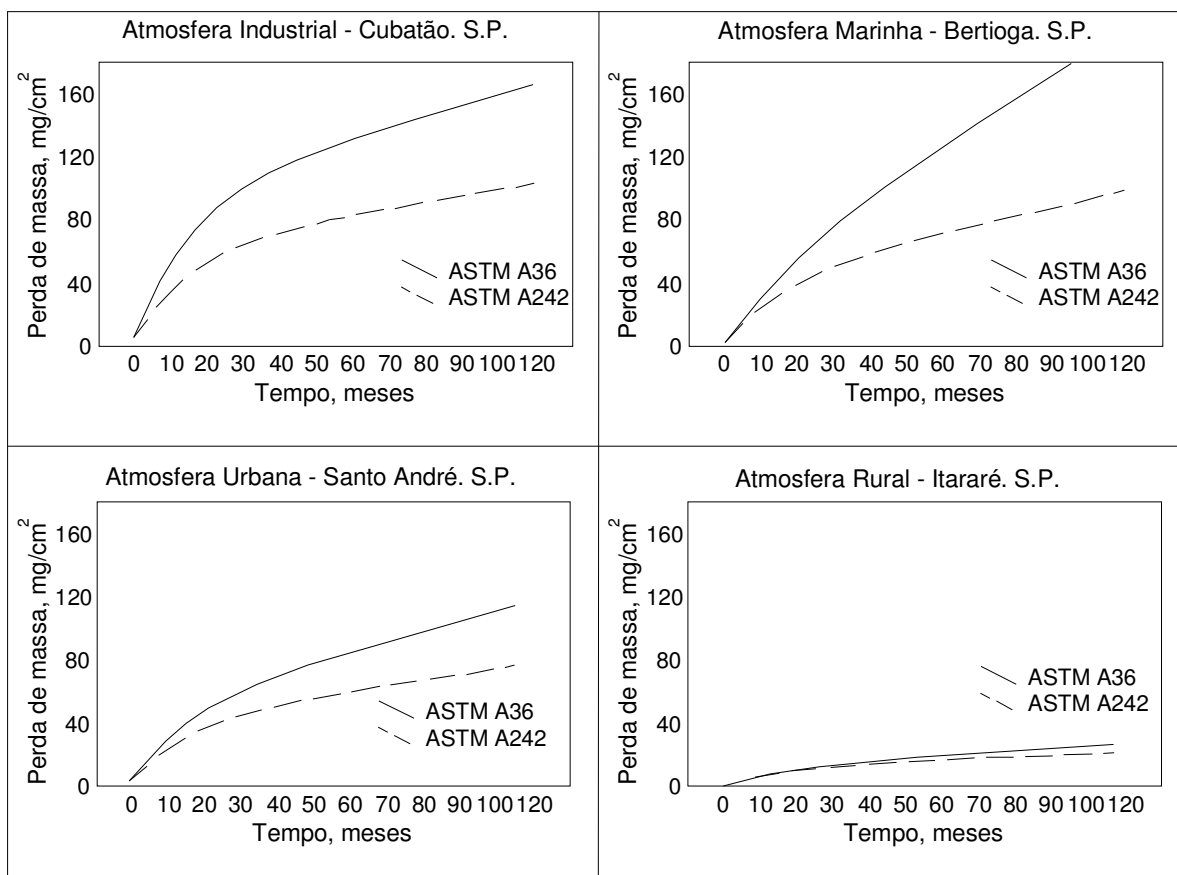


Figura 4.3 – Resistência à corrosão de um aço estrutural patinável (ASTM A242) e de um aço estrutural (ASTM A36) expostos às atmosferas Industrial (Cubatão, S.P.), marinha (Bertioga, S.P.), urbana (Santo André, S.P.) e rural (Itararé, S.P.). A medida é feita em termos da perda de massa metálica em função do tempo de exposição em meses

Fonte: <http://www.abcem.org.br> - acesso Mar/2007

Em atmosferas de baixa agressividade, como em atmosfera rural, a formação da camada de óxidos é muito lenta, de modo que a superioridade do aço estrutural patinável só é percebida após um tempo de exposição muito longo. Nestes casos, o desempenho deste aço é similar ao do aço estrutural, não se justificando, assim, a sua utilização.

A superioridade do aço estrutural patinável, quando comparada à do aço estrutural, é muito evidente em atmosferas com agressividade moderada. Nestas condições, as taxas de corrosão do aço patinável são menores, sendo, portanto recomendável a sua utilização.

Em atmosfera marinha e Industrial muito agressiva, também nota-se sensível diferença entre as taxas de corrosão dos aços patináveis e do aço carbono comum, no entanto, em termos

absolutos esta taxa é muito alta de modo que este material deve receber um tratamento adicional contra a corrosão, por exemplo, por meio de pintura.

Em ambientes agressivos e com molhamento contínuo, praticamente não se observa diferença entre o aço carbono comum e o aço patinável (CÂNDIDO, 2005).

4.3. O Fenômeno de Corrosão

Segundo GENTIL (2003), a forma mais aceita de definir a corrosão é como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química e/ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos. Em ambos os casos os fatores climáticos e poluentes atmosféricos determinam o ritmo do processo corrosivo.

Dentre os fatores patológicos, pode-se afirmar que a corrosão é o de maior incidência em pontes metálicas. A interação do metal com ambiente externo promove a oxidação e por conseqüência a diminuição da área útil dos elementos estruturais. Este fenômeno ocorre naturalmente na forma de oxi/hidróxidos os quais são na maioria quimicamente estáveis. O aço é essencialmente um estado instável do ferro e a corrosão é o processo inverso à metalurgia, onde o ferro retorna ao seu estado natural (estável), na forma de composto. A Figura 4.4 ilustra o ciclo energético dos metais.

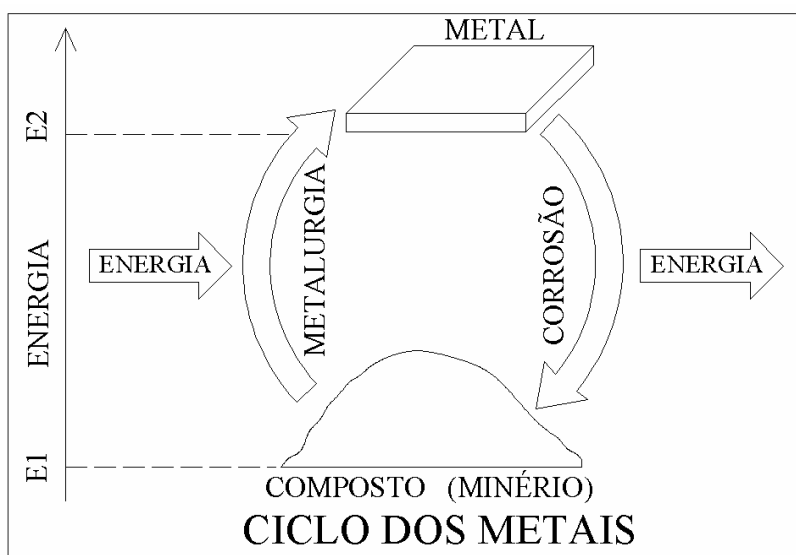


Figura 4.4 – Ciclo energético dos metais (CASTRO, 1999)

4.3.1. Classificação atmosférica quanto à corrosividade

O conhecimento das características de uma atmosfera, no que se refere à sua corrosividade, é essencial para o desenvolvimento de projetos de estruturas metálicas, para elaboração de especificações de materiais mais resistentes à corrosão atmosférica e para o dimensionamento da camada de proteção superficial.

A classificação atmosférica é uma tarefa difícil, pois a corrosividade depende de vários fatores, tais como temperatura, umidade relativa, índice pluviométrico, taxa de insolação, concentração de poluentes, ventos entre outros. Existem vários métodos diferentes para se classificar uma atmosfera quanto à sua corrosividade, na qual são utilizados metodologias e parâmetros distintos. Desta forma, quando se classifica uma determinada atmosfera é essencial indicar o método, além disso, a classificação obtida para um determinado metal não pode ser extrapolada para outro (CÂNDIDO, 2005).

A Tabela 4.3 apresenta a classificação das atmosferas em 5 categorias de corrosividade, onde o critério adotado foi o recomendado pela Norma ISO 9223/1992, baseado nas taxas de corrosão do aço carbono. A classificação é feita com base nas taxas de corrosão do primeiro ano de exposição.

Tabela 4.3 - Taxas de corrosão (t) do metal de referência para diferentes categorias de corrosividade, após 1 ano de exposição (ISSO – 9223/1992)

Categoria	Corrosividade	Taxa de corrosão ($\mu\text{m}/\text{ano}$)
		Aço carbono
C1	Muito baixa	$t < 1,3$
C2	Baixa	$1,3 < t < 25$
C3	Média	$25 < t < 50$
C4	Alta	$50 < t < 80$
C5	Muito alta	$80 < t < 200$

É importante ressaltar que estas taxas não podem ser extrapoladas para longos períodos de exposição, pois a tendência observada durante o primeiro ano muda com o tempo de exposição para a maioria dos metais. Uma melhor correlação entre a categoria de corrosividade e longos tempos de exposição (10 anos) pode ser encontrada na norma ISO 9224/1998. Nesta classificação, também foram utilizadas as taxas de corrosão de um aço

patinável apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Taxas de corrosão (t) dos metais de referência para diferentes categorias de corrosividade, após 10 anos de exposição (ISSO – 9224/1998)

Categoria	Corrosividade	Taxa de corrosão (µm/ano)	
		Aço carbono	Aço carbono
C1	Muito baixa	$t < 0,5$	$t < 0,1$
C2	Baixa	$0,5 < t < 5$	$0,1 < t < 2$
C3	Média	$5 < t < 12$	$2 < t < 8$
C4	Alta	$12 < t < 30$	$8 < t < 15$
C5	Muito alta	$30 < t < 100$	$15 < t < 80$

Segundo CÂNDIDO (2005), independente da metodologia e/ou do material de referência adotado para se caracterizar uma atmosfera, a classificação obtida para um determinado metal não pode ser generalizada em outro, pois dependendo da natureza e da concentração dos poluentes, um ambiente pode ser agressivo para um metal e não ser para outros.

4.3.2. Fatores que Influenciam nas taxas de corrosão

As condições meteorológicas, tais como temperatura, vento, umidade relativa e índice pluviométrico, desempenham um papel de grande importância nos processos de corrosão atmosférica. Para alguns parâmetros, a influência é muito bem definida, enquanto que para outros, os efeitos se contrapõem. A Tabela 4.5 apresenta de forma sintética a contribuição de cada um destes fatores na corrosão atmosférica de metais.

Tabela 4.5 - Influência dos fatores meteorológicos na corrosão atmosférica (CÂNDIDO, 2005).

Fator meteorológico	Ação benéfica	Ação maléfica
Temperatura	Evaporação da água, mantendo a superfície seca.	Aumenta as velocidades das reações eletroquímicas.
Vento	Evaporação da água, mantendo a superfície seca.	Condutores de poeiras
Umidade relativa	_____	Forma um filme de eletrólito na superfície metálica.
Chuva	Limpam os eletrólitos da superfície.	Acúmulo de água e aumento da umidade relativa.

As substâncias poluentes presentes na atmosfera, tais como poeiras (particulados), dióxido de

enxofre (SO_2), gás carbônico (CO_2), ozônio (O_3), gás sulfídrico (H_2S), amônia (NH_3), cloreto de hidrogênio (HCl), etc., são sempre maléficas, e aceleram o processo de corrosão de um aço.

4.3.3. Formas de corrosão

Os processos corrosivos podem ser classificados em dois grandes grupos, corrosão química e corrosão eletroquímica.

Onde:

- Corrosão química é um processo que se realiza na ausência de água, em geral em temperaturas elevadas (temperatura acima do ponto de orvalho da água). 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.
- A 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. Eles atuam 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 pequenas pilhas (BRINCK, 2004).

A Figura 4.5 ilustra o funcionamento de uma pilha eletroquímica.

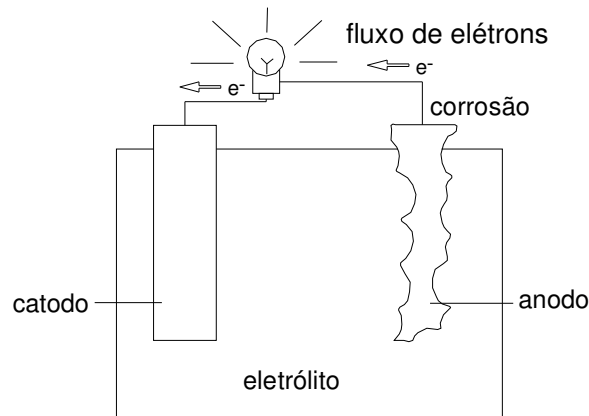


Figura 4.5 – Célula de corrosão eletroquímica, onde a taxa de corrosão é proporcional à intensidade da corrente elétrica

Um Ampère de corrente direta remove aproximadamente 10 quilogramas de ferro por ano. A corrosão eletroquímica se dá pelo fluxo de corrente de uma parte do metal para outra, onde se observa a existência de um circuito elétrico fechado, que desloca elétrons do anodo para o catodo. Destaca-se no circuito a existência de quatro elementos fundamentais:

- Anodo - É onde a reação de oxidação ocorre. A libertação dos elétrons e a perda do metal (corrosão) estão intrinsecamente associadas a esta condição.
- Catodo - Onde ocorre a reação de redução. O consumo dos elétrons e a proteção do metal estão associados a esta condição.
- Eletrólito - O meio no qual o anodo e o catodo se encontram expostos. O eletrólito deve ter capacidade para permitir a condução da corrente elétrica através do fluxo dos elétrons. No caso de pontes metálicas, o eletrólito é a atmosfera, e quanto mais alta for a categoria de corrosividade, maior será a corrente elétrica e por consequência maior será a taxa de corrosão.
- Ligação Metálica - O anodo e o catodo devem estar unidos através de uma ligação metálica que conduz a corrente elétrica através do fluxo dos íons.

É importante ressaltar que, anulando a ação de um deles, interrompe o processo de corrosão.

4.3.4. Formas de corrosão em estruturas de pontes metálicas

Segundo GENTIL (2003), O conhecimento do mecanismo de corrosão auxilia bastante na identificação e na aplicação de medidas adequadas de recuperação e prevenção. Sua manifestação é decorrente de fatores como falta de manutenção, erros de projeto, mudança de ambiente, fatores climáticos e mecânicos, etc. São apresentadas a seguir as características fundamentais das diferentes formas de corrosão:

Uniforme, por fresta, alveolar, puntiforme ou por pite, galvânica (bi metálica), sob tensão, sob fadiga, intergranular, intragranular, por placas, por esfoliação, por empolamento e pelo hidrogênio (GENTIL, 2003).

4.3.4.1. Corrosão uniforme

É o tipo mais comum de corrosão e o menos agressivo, não sendo relacionado à perfuração ou aos danos estruturais. Processa-se atingindo toda a extensão da superfície do metal provocando perda de espessura aproximadamente constante. Este tipo de corrosão é facilmente controlável, pois consiste em uma camada visível de produto de corrosão pouco aderente. A causa mais provável é a exposição direta do aço carbono, sem proteção, a um ambiente agressivo. A Figura 4.6 ilustra esse tipo de corrosão.



Figura 4.6 - Corrosão uniforme em ponte (Ponte Ferroviária da Estação de Ouro Preto-MG)

4.3.4.2. Corrosão por frestas

A corrosão por frestas é um tipo prejudicial de corrosão e pode ser difícil de ser identificada, pois atua de forma concentrada em uma área relativamente pequena da estrutura, enquanto o restante da peça metálica permanece intacto. O ataque pode ser rápido e frequentemente tem por resultado falhas inesperadas ou prematuras. Este tipo de corrosão é frequentemente associado com pequenas quantidades de água empoçada ou eletrólito preso em furos, tendo maior ocorrência: em união de perfis dobrados, perfis compostos e ligações parafusadas e rebitadas. Existem duas hipóteses para explicar o fenômeno de corrosão por frestas:

A primeira hipótese associa a corrosão por fresta à diferença de concentração de íons ou do oxigênio dentro da fresta e nas superfícies circunvizinhas do metal. Típico dos perfis compostos, muito utilizados em pontes antigas, onde a união entre os perfis é feita através de rebites. As frestas também são comuns em perfis conformados a frio ligados por soldas intermitentes. A Figura 4.7 ilustra o ataque corrosivo em uma fenda formada pela união de dois perfis.

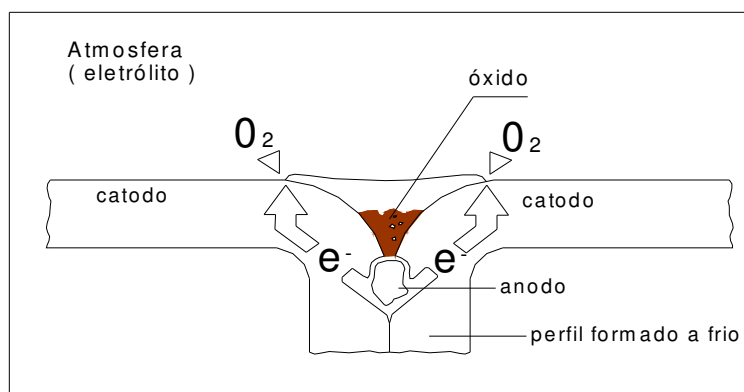


Figura 4.7 – Detalhe esquemático de corrosão por frestas, na junção de dois perfis conformados a frio

Outro estudo mostra que embora exista um gradiente de concentração de íons e de oxigênio entre a superfície do metal e o interior da fresta, o mecanismo da corrosão é mais complexo, e pode ser explicado pela formação de um ambiente ácido dentro da fresta. Embora o oxigênio seja escasso na fresta, a corrosão do metal continua porque o excesso de íons positivamente carregados do metal é balanceado pela migração dos íons dos cloretos, que estão mais concentrados na fresta (Figura 4.8). A hidrólise do cloreto no metal segue e o pH diminui

dentro da fresta, tendo por resultado uma corrosão anódica autocatalítica.

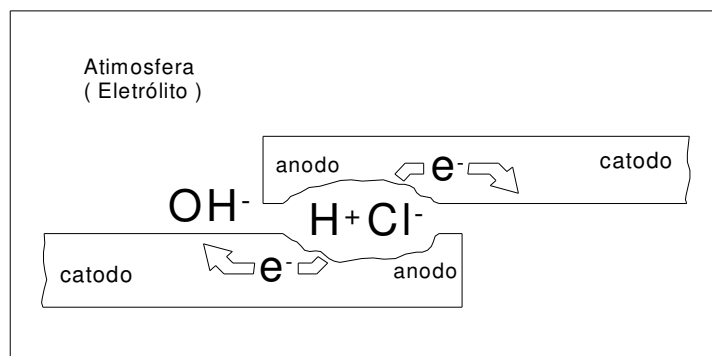


Figura 4.8 – Representação esquemática mostrando a corrosão por fresta, onde há formação de um meio ácido e o aumento da concentração de íon de cloreto dentro da fresta

4.3.4.3. Corrosão por pites

A corrosão por pites é semelhante à corrosão por fresta, onde o ataque também é localizado em pequenas áreas da superfície metálica, produzindo pites, que são cavidades que apresentam o fundo em forma angulosa e profundidade geralmente maior do que o seu diâmetro. A Figura 4.9 ilustra o desenvolvimento deste tipo de corrosão.

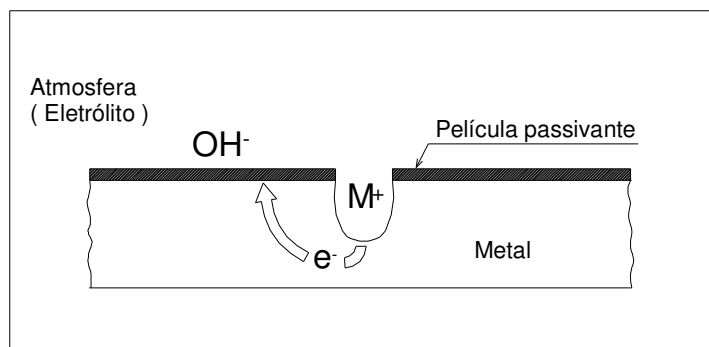


Figura 4.9 - Representação esquemática da corrosão por pite

A corrosão por pites ocorre em materiais que são geralmente resistentes à corrosão uniforme. Este é o caso, por exemplo, dos aços inoxidáveis e ligas de alumínio. O pite ocorre em função da desestabilização da película passivante por agentes do meio (por exemplo, íons cloreto), propiciando a ocorrência do ataque localizado.

4.3.4.4. Corrosão alveolar

É um tipo muito comum de corrosão em elementos estruturais de ponte. A corrosão se processa na superfície do metal produzindo sulcos ou escavações semelhantes a alvéolos, apresentando fundo arredondado e profundidade geralmente menor que o diâmetro.

Este tipo de corrosão é agravada por apresentar uma superfície áspera, por onde a água pode ser empoçada (Figura 4.10), para esta condição, a corrosão é descrita como uma pilha de concentração do oxigênio, causada pela disponibilidade do oxigênio na superfície do eletrólito (água) e pela ineficiente alimentação de oxigênio na superfície do metal. Esta situação é semelhante à corrosão por frestas; em ambos os casos, é observado o fluxo de elétrons da região do metal com menor concentração de oxigênio (anodo) para a região com maior concentração (catodo).

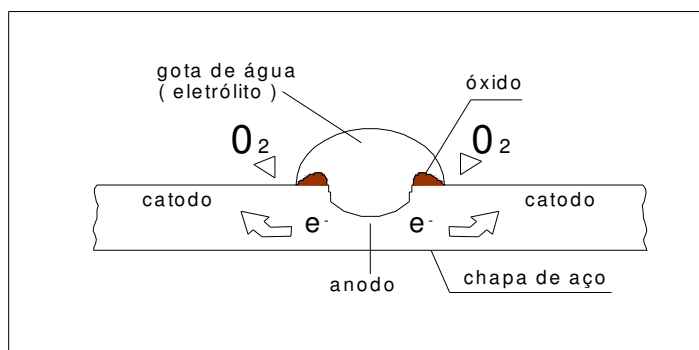


Figura 4.10 – Representação esquemática da corrosão provocada pelo acúmulo de água em superfície áspera

4.3.4.5. Corrosão galvânica (bimetálica)

Ocorre quando dois metais com potenciais eletroquímicos diferentes são colocados em contato na presença de um mesmo eletrólito. O mesmo processo pode realizar-se no caso de metais de igual potencial imersos em eletrólitos diferentes ou no caso de metais diferentes em eletrólitos diferentes. O metal com menor potencial eletroquímico (anódico) vai corroer em preferência ao metal com maior potencial (catódico) que será protegido. Na Figura 4.11 é ilustrado a corrosão bimetálica entre o aço e o alumínio.

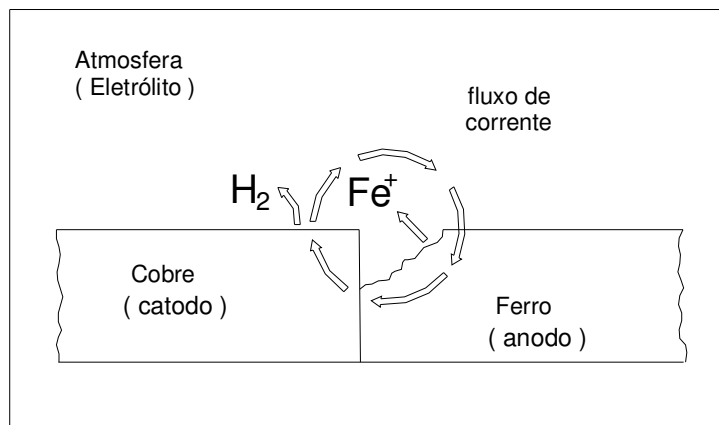


Figura 4.11 – Exemplo de corrosão galvânica (bimetálica) entre o alumínio e o aço

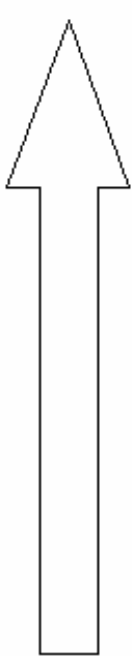
A corrosão galvânica ocorre pelo contato entre metais dissimilares na escala galvânica. Como regra geral em projetos de pontes, deve-se evitar o contato galvânico entre metais, no entanto, na impossibilidade de seguir esta recomendação, resultados satisfatórios são obtidos com a utilização de materiais isolantes como: borracha, tintas e plásticos como barreira protetora entre os dois metais. Ou colocar metais próximos na tabela (galvânica) de nobreza dos mesmos.

A classificação dos metais quanto ao potencial eletroquímico é apresentada em ordem crescente na Tabela 4.6

Tabela 4.6 – Escala prática de nobreza dos metais em água de mar (CASTRO, 1999)

1. Magnésio e suas ligas	
2. Zinco	
3. Alumínio comercialmente puro (1100)	
4. Cádmio	
5. Liga de alumínio (4,5 Cu; 1,5 Mg; 0,6 Mn)	
6. Aço carbono	
7. Ferro fundido	
8. Aço inoxidável	
9. Aço inoxidável (ativo) AISI-304	
10. Aço inoxidável (ativo) AISI-316	
11. Liga de chumbo e estanho (solda)	
12. Chumbo	
13. Estanho	
14. Níquel (ativo)	
15. Inconel (ativo)	
16. Latões (Cu-Zn)	
17. Cobre	
18. Bronze (Cu-Sn)	
19. Cupro níqueis (60-90 Cu; 40-10 Ni)	
20. Monel (70 Ni; 30 Cu)	
21. Solda Prata	
22. Níquel (passivo)	
23. Inconel (passivo)	
24. Aço inoxidável ao cromo (11-13 Cr passivo)	
25. Aço inoxidável AISI-304 (passivo)	
26. Aço inoxidável AISI-316 (passivo)	
27. Prata	
28. Titânio	
29. Grafite	
30. Ouro	
31. Platina	

MAIOR POTENCIAL DE OXIDAÇÃO
(REAÇÃO ANÓDICA)



MAIOR POTENCIAL DE REDUÇÃO
(REAÇÃO CATÓDICA)

4.3.4.6. Corrosão intergranular e corrosão sob tensão

Este tipo de corrosão é bastante complexa, sendo tema de várias pesquisas. De forma sucinta a corrosão se processa entre os grãos da rede cristalina do material metálico, o qual perde suas propriedades mecânicas e pode fraturar quando solicitado por esforços mecânicos, tendo-se então a **corrosão sob tensão fraturante**.

4.3.4.7. Corrosão intragranular

Corrosão que ocorre nos grãos dos cristais, também podendo provocar fraturas. As observações são idênticas as acima citadas.

4.3.4.8. Corrosão por placas

A corrosão se localiza em regiões da superfície metálica e não em toda sua extensão, formando placas pouco aderentes, que se soltam continuamente escavando o metal.

4.3.4.9. Corrosão por esfoliação

Ocorre em chapas ou componentes extrudados que tiveram seus grãos alongados e achatados, criando condições para que inclusões ou segregações, presentes no material, sejam transformadas, devido ao trabalho mecânico, em plaquetas alongadas (GENTIL, 2003).

4.3.4.10. Empolamento pelo hidrogênio

O hidrogênio atômico penetra no material metálico e, como tem pequeno volume atômico, difunde-se rapidamente e, em regiões com descontinuidades, com inclusões e vazios, ele se transforma em hidrogênio molecular, H_2 , exercendo pressão e originando a formação de bolhas (GENTIL, 2003).

4.3.5. Prevenção de corrosão em pontes

De acordo com GONÇALVES (1992), para que se possa combater com eficiência as causas da corrosão ou evitar o seu surgimento, é de fundamental importância o conhecimento do fenômeno. Conhecer os mecanismos de corrosão é de grande importância aos engenheiros, uma vez que no desenvolvimento e detalhamento de um projeto deve-se cuidar para que os detalhes estruturais não favoreçam o surgimento deste fenômeno.

A realização de programas para manutenções periódicas ou corretivas deve ser realizada criteriosamente de forma a aumentar a vida útil da estrutura metálica (por exemplo, ponte).

Em geral, a deterioração de uma ponte é agravada de forma significativa, principalmente devido à falta de manutenção preventiva. Não se pode ignorar que a proteção contra a corrosão tem vida útil limitada, e periodicamente devem ser refeitas de acordo orientação do fabricante.

A corrosão é a principal causa da deterioração de estruturas de aço e também o principal problema para a manutenção. Este fenômeno deve ser considerado desde o projeto da estrutura até a execução e periodicamente verificado através de inspeções.

Segundo (NUNES e LOBO, 1998), para evitar o surgimento de pilhas de corrosão, bem como assegurar um adequado controle da corrosão, nos casos em que se torna absolutamente inevitável a sua existência, é necessário utilizar-se de métodos e práticas reconhecidos como eficazes na proteção anticorrosiva. Dentre estes métodos estão incluídos:

- Classificar a atmosfera local: o tipo de aço e a proteção são determinados em virtude das condições ambientais;
- Escolher materiais próximos na escala galvânica: desta forma diminui o gradiente eletroquímico e por consequência a corrosão galvânica. Na obrigatoriedade de se utilizar metais dissimilares, a área anódica deve ser substancialmente maior que a catódica, para garantir um desgaste menor e mais uniforme nas áreas anódicas;
- Evitar frestas: desta forma evita-se o aparecimento de pilhas por aeração diferencial e concentração diferencial. É recomendável que se utilize massa plástica para calafetar as frestas antes da pintura.
- Pintar a estrutura: nos casos onde o estudo da corrosividade atmosférica indicar a necessidade de proteção em estruturas aéreas, o uso de pinturas trazem bons resultados;
- Evitar peças parcialmente enterrada ou parcialmente submersas: a diferença de eletrólitos promove a aceleração da corrosão galvânica, além de sofrer corrosão por aeração diferencial. No caso de colunas do térreo, é recomendado que a parte abaixo do nível do solo esteja envolvida em concreto;
- Impedir o acúmulo de água na superfície do metal: o acúmulo de água, provoca o surgimento de pilhas por aeração diferencial, e por consequência acelera o processo corrosivo. Este é um dos principais cuidados a ser observado, pois, a estrutura permanentemente seca tem menos possibilidade de se degradar;

- Prever drenagem de águas pluviais: as águas pluviais, ou de qualquer outra origem, quando retidas em contato com a superfície metálica, aceleram os processos corrosivos. A fim de evitar a presença de água, deve-se prever declividade nas chaparias planas, posicionar corretamente os perfis a fim de não acumularem água, prever furos para escoamento da água, calafetar pequenos pontos de acúmulo de água, etc.;
- Prever soldas bem acabadas: soldas com falta de penetração e outras discontinuidades podem propiciar o acúmulo de fluidos, depósitos de sólidos (rebarbas), além de contribuírem para o aparecimento de concentração de tensões. Como se sabe, as soldas são regiões mais propensas à corrosão por dois aspectos principais: em primeiro lugar, o metal de adição possui quase sempre características diferentes do metal de base, e, em segundo lugar, as tensões introduzidas pela soldagem junto ao cordão de solda tornam essas regiões mais susceptíveis à corrosão (NUNES e LOBO, 1998);
- Prever sobreespessura do material: os perfis devem ser projetados prevendo-se uma sobreespessura de material, que será consumida durante a vida útil do equipamento, em virtude dos processos corrosivos. A sobreespessura é uma prática de projeto bastante aplicável quando o processo corrosivo predominante for a corrosão uniforme. Quando a corrosão se processa de forma localizada, a sobreespessura perde totalmente o significado, não havendo aumento significativo no desempenho da estrutura (NUNES e LOBO, 1998);
- Facilitar a inspeção e a manutenção: o projeto deve prever acesso às regiões sujeitas à corrosão, a fim de que possam ser inspecionadas periodicamente e realizados os trabalhos necessários de manutenção.

4.4. Conceitos Básicos Sobre o Fenômeno de Fadiga

Os materiais quando são solicitados por diferentes ações sofrem deformações chegando à ruptura mecânica após ser ultrapassado o limite de resistência dos mesmos. No entanto, em muitos casos, a ruptura poderá ocorrer para níveis de carregamento inferiores ao limite de escoamento, bastando, para tal, que o material seja solicitado por ações cíclicas. A esse

fenômeno dá-se o nome de fadiga (CÂNDIDO, GODEFROID e SILVA, 2002).

Não é objeto deste trabalho um aprofundamento sobre este tema que é bastante complexo, e atualmente faz parte de várias linhas de pesquisa a nível de mestrado e doutorado na UFOP - Escola de Minas e outras instituições de pesquisa. No entanto, este tema foi incluído neste trabalho como um tipo de patologia, dos quais as pontes estão submetidas, principalmente as pontes ferroviárias onde a amplitude dos carregamentos cíclicos são maiores.

4.4.1. Fraturas por fadiga

Em pontes metálicas, os aspectos mais vulneráveis aos efeitos da fadiga são as peças tracionadas, os furo de ligação rebitada e/ou parafusada e os cordões de solda. As fraturas podem ser detectadas durante uma inspeção visual, no entanto, identificá-las em seus estágios iniciais, a tempo de proteger a estrutura, exige habilidade do inspetor, além de exames específicos. São vários os tipos de exames não destrutivos que podem ser utilizados em campo para detectar as fraturas por fadiga. Estes exames podem diminuir a subjetividade apresentada nos dados de inspeção visual; os mais utilizados são os ensaios por: líquido penetrante, raios X, partículas magnéticas e ultra-som.

A fratura, ocasionada por fadiga, inicia-se geralmente em uma imperfeição superficial que é um ponto de concentração de tensões e propaga-se perpendicularmente a tensão. A progressão da trinca dá-se pela deformação plástica verificada no vértice (ponta) da trinca associada ao constante aumento de concentração de tensões. Pontes ou outras estruturas quando solicitadas com cargas cíclicas estão sujeitas às falhas por fadiga, sendo este quadro agravado quando há inversão de tensões. Após atingir um tamanho crítico na trinca, o elemento de ponte, se rompe bruscamente. A Figura 4.12 ilustra uma peça estrutural rompida por fadiga.



Figura 4.12 – Trinca por fadiga na conexão entre longarina enrijecedora e mão francesa em Ponte/Rodo-Ferroviária no Sul do Pará (CARNEIRO, 2005)

4.4.2. Limite de Fadiga

Nos projetos de pontes é considerada a presença de cargas móveis, as solicitações e conseqüentemente, as tensões numa determinada seção de um elemento estrutural variam entre certos valores extremos, podendo até mesmo inverter de tensão trativa para compressiva ou vice e versa. Devido à ocorrência de fadiga a resistência de pontes em serviço é controlada mediante limitação das tensões admissíveis a certas percentagens do limite de escoamento do aço.

É fato conhecido através de numerosos ensaios que a resistência mecânica de um aço e em especial a resistência dos cordões de solda decresce em presença de solicitações cíclicas. Na prática, o fenômeno da fadiga é estudado em amostras do metal, onde se tenta reproduzir em laboratório, através de corpos-de-prova (CPs), condições semelhantes àquelas a que estará submetida a estrutura real (MASON, 1976). A etapa de nucleação de trincas por fadiga é estudada através de ensaios de fadiga, obtendo-se as curvas (curvas de Wöhler), que relacionam a tensão aplicada (σ) como o número de ciclos (N) para ocorrência de fadiga. Observa-se que para os materiais ferrosos há um limite de tensão abaixo do qual por mais que se aumente o número de ciclos não haverá ruptura por fadiga, a este valor de tensão chama-se limite da fadiga.

A resistência máxima à ruptura decresce com o aumento do número de ciclos de carga e tende assintoticamente para o limite de fadiga. A Norma NBR 8800/1986 (anexo m), considera o limite de fadiga foi atingido $N = 2 \times 10^6$ ciclos. No entanto, outras publicações no campo da metalurgia consideram que o limite de fadiga ocorre para $N = 10^7$ ciclos (MEYERS & CHAWLA, 1982). A Figura 4.13 ilustra a curva de Wöhler para um determinado aço.

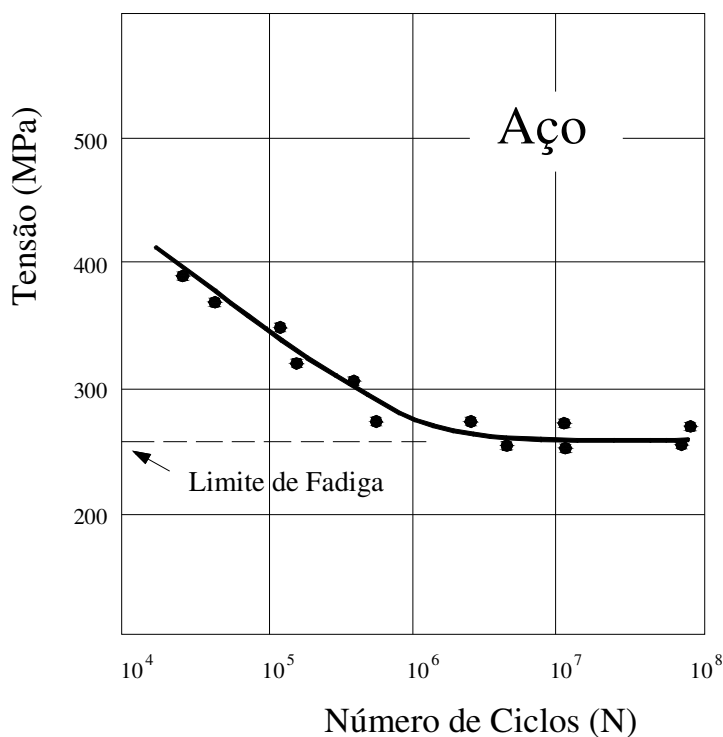


Figura 4.13 – Representação esquemática da curva σ -N (de Wöhler)

O número máximo de ciclos $N = 10^7$ é fixado por não haver, em geral, queda sensível da resistência do aço para um número de ciclos superior a este limite. Além disso, pode-se facilmente constatar que a maioria das pontes, durante o seu tempo de vida útil, dificilmente poderá sofrer alternâncias de esforços em número superior àquele valor. As tensões admissíveis em serviço são fixadas pelos diversos regulamentos de projeto e cálculo a partir de ensaios do tipo já mencionados. Adotam-se margens de segurança adequadas, para colocar a obra fora de riscos de uma ruptura por fadiga.

4.4.3. Fatores que alteram a vida útil à fadiga em pontes

Ainda sem aprofundar no tema, serão apresentados os principais fatores que determinam a

vida útil à fadiga em pontes metálicas:

- Amplitude das tensões existentes nos elementos: amplitude de tensões é a diferença entre a tensão máxima e a tensão mínima em que a ponte está submetida. Quanto maior esta diferença, maior será os riscos de um colapso por fadiga. Este risco aumenta ainda mais quando há inversão de tensões, com a oscilação de tensões de tração e de compressão em um mesmo ciclo;
- Corrosão: a presença de corrosão causa concentrações de tensões o que favorece o aparecimento de fadiga em elementos de ponte;
- Microestrutura: homogeneidade, tamanho dos grãos, etc.;
- Amortecimento: devido às elevadas amplitudes de tensões em pontes ferroviárias, o amortecimento das pontes, diminui a amplitude das tensões e por consequência aumenta a vida útil da estrutura e melhora o conforto, uma vez de os deslocamentos também diminuem.

4.5. Fundamentos sobre ligações

A Norma NBR 8800/1986 define as ligações como sendo um sistema constituído de elementos de ligação (p.ex.: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos, etc.) e meios de ligação (soldas, parafusos e pinos).

Mesmo sendo por muito tempo o único meio de ligação utilizado em estruturas metálicas, a NBR 8800/1986 é muito omissa em relação aos rebites. Este fato é muito preocupante, uma vez que há no país inúmeras obras construídas com este tipo de ligação, e não há nenhuma orientação sobre procedimentos normativos para restaurá-los.

4.5.1. Rebites

É definido como sendo um cilindro de metal, com cabeça, destinado a unir permanentemente chapas ou peças de metal. Após ser introduzido no orifício que atravessa as chapas ou peças, a extremidade oposta à cabeça é martelada de modo que se forme outra cabeça na outra extremidade do cilindro, de modo que o peça de sair do orifício. O martelamento pode ser

feito com a extremidade do rebite aquecida ao rubro, ou na temperatura ambiente (FERREIRA, 1999).

Atualmente a utilização de rebites em ligações de pontes não é comum, no entanto o estudo deste tema se faz necessário pela vasta utilização de rebites em pontes antigas, principalmente nas pontes ferroviárias construídas antes de 1950, período onde foi construída a maioria das pontes ferroviárias no Brasil. Desta forma, conhecer o comportamento deste tipo de ligação é fundamental no processo de restauração destas estruturas com mais de meio século de existência.

A dificuldade na execução deste tipo de ligação foi o fato preponderante para sua extinção. O surgimento do parafuso estrutural facilitou de forma significativa o trabalho de montagem de ligações, substituindo de vez o antigo meio de ligação. As etapas de montagem de uma ligação rebitada são:

- Aquecimento do rebite ao rubro através de fornos (gás, elétrico ou carvão) ou através de maçaricos;
- Introdução do rebite no orifício, ainda com o fuste vermelho brilhante;
- Ajuste das peças, com o auxílio de duas ferramentas: o contra-estampo, que fica sob as chapas, e o repuxador, que é uma peça de aço com furo interno, no qual é introduzida a ponta saliente do rebite (Figura 4.14);
- Preenchimento do orifício das chapas, onde o rebite é martelado até encorpar e preencher totalmente o furo;
- Fixação do rebite, onde com o martelo de bola, o rebite é “boleado”, ou seja, é martelado até começar a se arredondar e formar a segunda cabeça (Figura 4.15).

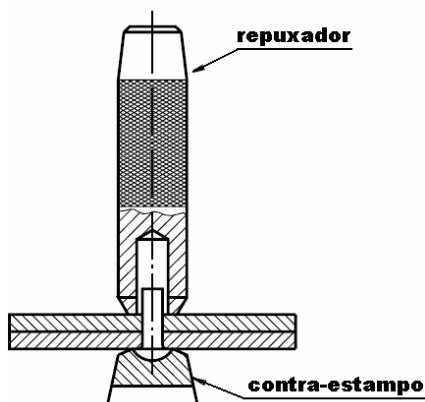


Figura 4.14 – Ajuste das chapas de ligação em ligações rebitadas

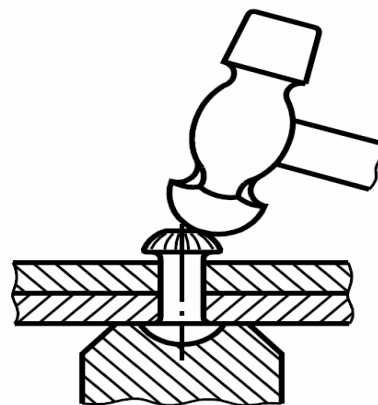


Figura 4.15 – Preparação da segunda cabeça do rebite

4.5.2. Patologias em ligações rebitadas

São definidos quatro tipos básicos de patologias em ligações rebitadas: corrosão da ligação, afrouxamento de rebite, colapso dos elementos de ligação e defeitos de montagem.

4.5.2.1. Corrosão de ligações

As estruturas antigas construídas com ligações rebitadas são na sua maioria compostas por perfis montados (mais de um tipo de perfil laminado para compor o elemento estrutural), onde a união destes perfis é feita por rebites. Na região de contato entre dois perfis, forma naturalmente uma fresta, por onde inicia o processo de corrosão por frestas, conforme descrito anteriormente. A Figura 4.16 ilustra um exemplo deste tipo de ligação.



Figura 4.16 – Desenvolvimento do fenômeno de corrosão em regiões de frestas, Ponte Marechal Hermes, Rio São Francisco, Pirapora - Buritizeiro/MG (BRINCK, 2004)

4.5.2.2. Afrouxamento da Ligação

O afrouxamento de ligações constitui um sério problema nas pontes ferroviárias construídas com ligações rebitadas. Como consequência deste fenômeno, observa-se o deslizamento de ligações. Em pontes treliçadas, este fato é bastante perigoso, pois após o deslizamento de alguns elementos de ligação, há uma nova configuração de cargas, introduzido acréscimo de tensão em outros elementos de ligação, o qual não fora projetado para suportá-las. Nos casos extremos ocorre o cisalhamento de rebites e/ou parafusos, o que pode acarretar deformações excessivas de elementos estruturais ou até mesmo o colapso total da estrutura.

O afrouxamento de ligações é devido à vibração excessiva, causada pela carga móvel oriunda de tráfego de trens. Os fatores que agravam este problema são praticamente os mesmos apresentados anteriormente referentes à fadiga.

A identificação deste problema exige grande habilidade de técnicos e engenheiros responsáveis pela inspeção das pontes, sobretudo nos casos em que o fuste do rebite não está ressaltado na ligação, nestes casos a inspeção de rebite frouxo é feita por amostragem, onde utilizando-se um martelo, através da experiência do operador, os rebites frouxos são identificados pela diferença de ruído emitido pelos rebites frouxo (GONÇALVES, 1992).

4.5.3. Colapso de elementos de ligação

O colapso dos elementos de ligação ocorre por erros de projeto ou por aumento da tensão empregada aos mesmos, seja por mudanças na intensidade do carregamento ou por diminuição da área da seção transversal provocada pela corrosão. As verificações a serem feitas em ligações rebitadas, são praticamente as mesmas realizadas para ligações parafusadas trabalhando por contato. São elas:

- Cisalhamento do fuste do rebite - o fuste do rebite é rompido devido à concentração de tensão que excede a resistência mecânica do aço;
- Rasgamento da chapa de ligação - o furo da chapa é alargado, o que aumentará a flexibilidade da estrutura, ou pode ter sua superfície rasgada na direção da tensão;
- Esmagamento do rebite - atua de forma semelhante ao cisalhamento, porém sem sectionar o fuste do rebite, que passa a sofrer grande deformação com conseqüente escoamento e deslocamento excessivo da ligação;
- Esmagamento da chapa - é o caso em que a chapa não chega a rasgar, porém o escoamento nela ocasionado na região do furo pode gerar sérios deslocamentos à estrutura;
- Dobramento do rebite – em rebites com o fuste muito maior que o diâmetro, denominado de rebite longo, dependendo da solicitação, podem ocorrer momentos capazes de dobrá-lo;
- Rasgamento global da chapa de ligação – caso em que a tensão normal é maior que o limite de escoamento do aço, rompendo a chapa não somente na região do furo, mas em toda a sua seção transversal.

4.5.3.1. *Patologias decorrentes da montagem*

Devido às dificuldades impostas durante a rebitagem, muitos dos problemas patológicos encontrados neste tipo de ligação tem origem na própria execução da estrutura ou em recuperações posteriores. São identificados alguns destes problemas em ligações rebitadas, tais como:

- Folga entre o rebite e chapa – o diâmetro do furo pode ser calculado multiplicando-se o diâmetro do rebite pela constante 1,06. Quando a constante excede este valor fica mais

complicado de preencher totalmente o furo com a deformação do rebite durante a rebitagem.

- Folga parcial entre o rebite e a chapa – ocorre pelo aquecimento inadequado do rebite, onde o início do fuste mantém uma temperatura inferior à temperatura da ponte, e por consequência deforma menos.
- Conformação inadequada da cabeça do rebite – este fato propicia o deslocamento do rebite com maior facilidade, sendo causado por má execução da rebitagem.
- Variação no diâmetro do furo – este defeito provoca aumento de tensão no fuste do rebite, facilitando o cisalhamento do fuste do rebite;
- Incompatibilidade de furos entre as chapas – este defeito decorrente de detalhamento ou de montagem impede a colocação do rebite levando a ligação a funcionar com menor quantidade de rebites que o especificado; ou a abertura de outro furo, provocando assim o enfraquecimento do elemento de ligação. De qualquer forma, este é um dos piores problemas patológicos de ligações rebitadas, e também o mais fácil de ser identificado.

4.5.4. Restauração de ligações rebitadas

Uma das maiores dificuldades na manutenção de pontes antigas consiste na substituição de rebites. As condições de trabalho, posicionamento dos equipamentos, acesso ao local de rebitagem, fornecimento de material e obtenção de mão-de-obra qualificada constituem os principais problemas a serem resolvidos. Devido à enorme dificuldade de executar a rebitagem, o emprego de novos rebites na restauração ou reforço de ligações existentes é recomendado apenas quando a estrutura a ser restaurada exigir a manutenção de sua originalidade. Para as demais estruturas, onde esta originalidade não é importante é mais prático a utilização de soldas ou parafuso de alta resistência trabalhando por atrito, conforme ilustra a Figura 4.17.



Figura 4.17 – Ligação rebitada, com substituição de rebites por parafuso de alta resistência “Ponte da Barra” Ouro Preto – MG

Em nível de comparação, para apertar um parafuso é necessário dois operários e duas ferramentas, enquanto para executar uma rebiteagem são necessários quatro operários e seis ferramentas, além de um forno para aquecer o rebite.

Os parafusos se constituíram em uma boa alternativa para a recuperação de ligações em pontes antigas, principalmente pela semelhança de comportamento entre este meio de ligação e os rebites. A Norma NBR 8800/86, item 7.1.8.2, permite tal situação, desde que seja utilizado parafuso de alta resistência mecânica trabalhando por atrito. Esta norma também permite a utilização de soldas para reforço de ligações rebitadas, item 7.1.8.1, neste caso ao se fazerem alterações por soldas em estruturas existentes, os rebites e os parafusos de alta resistência (que estejam adequadamente apertados) já existentes, podem ser considerados para resistir às solicitações de cálculo devido à carga permanente já atuante. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação.

4.6. Avaliação da Integridade Estrutural de Pontes Metálicas

A avaliação da integridade estrutural de uma ponte é realizada sempre que houver dúvidas sobre a capacidade de carga da estrutura. Existem basicamente dois métodos de avaliação de pontes deterioradas, a análise numérica e prova de carga, sendo o método numérico o mais utilizado atualmente, principalmente após o advento dos computadores no cálculo estrutural e o

desenvolvimento de “softwares” de análise (análise matricial, elementos finitos, elementos de contorno, entre outros).

Não há um método mais adequado; a escolha da forma de análise depende das particularidades de cada ponte, dos recursos disponíveis para a equipe de avaliação, do fator econômico (custo/benefício) e da importância da obra. Vale ressaltar que seja qual for o método escolhido, a eficácia na avaliação está diretamente ligada a uma inspeção de campo bem realizada, em que seja reproduzida com fidelidade a geometria da ponte, seção transversal de cada elemento estrutural, sobrecarga atuante e características químicas e mecânicas do material.

4.7. Avaliação Estrutural (Método Numérico)

Este método consiste em simular em computador as condições de carregamentos atuantes na estrutura, onde se deve conhecer as propriedades mecânicas do metal utilizado na construção da obra e as propriedades geométricas dos elementos. Desta forma é possível introduzir os carregamentos na estrutura e obter os esforços, os deslocamentos e por consequência as tensões atuantes em cada elemento estrutural, onde os resultados obtidos são utilizados para a verificação estrutural segundo normalização vigente.

A grande dificuldade deste método consiste na elaboração do modelo estrutural, escolha da hipótese de cálculo e na determinação das características físicas e geométricas dos elementos estruturais. Como exemplo, é extremamente difícil determinar o coeficiente de rigidez das ligações semi-rígidas, sendo na maioria das vezes consideradas como hipótese de cálculo ligações engastadas ou rotuladas. Estas hipóteses não representam exatamente as condições reais da estrutura, mas fornece uma boa aproximação da realidade, simplificando de maneira significativa os cálculos da análise.

De maneira geral, modelos mais simplificados conduzem a um menor custo de análise e com resultados obtidos mais rápidos. No entanto, seus resultados são menos confiáveis, o que exige a adoção de coeficientes de segurança maiores.

Mesmo tendo um consumo maior de aço na recuperação ou reforço de pontes, esta análise mais simplificada é particularmente interessante quando a solução adotada facilita

a execução ou diminui o tempo de interrupção da via, sendo muito empregado em obras menores, onde o custo diário de paralisação da via é maior que o gasto excessivo de materiais.

Em obras de maior responsabilidade, e com elevados custos de manutenção e reforço, é necessária uma análise mais apurada, onde seja explorada toda a potencialidade estrutural da ponte. Com este propósito a avaliação deve considerar todas as patologias identificadas na fase de inspeção; considerar a seção efetiva de cada elemento, com eventual perda de massa em função da corrosão; ligações semi-rígidas com coeficientes individuais de rigidez para cada elemento de ligação; introdução de recalque de apoio quando for o caso; modelagem tridimensional com distribuições de esforços mais reais; além de realizar ensaios de laboratório para determinar as composições químicas e propriedades mecânicas do metal empregado na construção da ponte.

Sob o ponto de vista técnico, o ideal seria que todas as pontes fossem avaliadas com uma inspeção mais detalhada. A opção entre recuperar ou substituir poderá ser escolhida através de uma pequena reserva de resistência mecânica obtida através de um modelo de cálculo mais preciso e da análise das condições reais de uma ponte (GONÇALVES, 1992).

4.8. Avaliação Estrutural (Prova de Carga)

Na prova de carga usa-se o carregamento real a que a estrutura estará submetida. O objetivo é verificar o comportamento estrutural da ponte, validar estudos teóricos (analíticos e/ou numéricos) e verificar a segurança da estrutura, quando houver dúvidas se a capacidade portante e o modelo estrutural adotado são confiáveis.

Um exemplo deste último caso foi verificado em 1944, na construção da ponte rodoviária sobre o Rio das Antas, situada na RST-470 entre Bento Gonçalves e Veranópolis/RS, em que uma prova de carga foi executada sobre a estrutura recém construída da ponte. O carregamento estático foi aplicado com o empilhamento de pedras sobre a estrutura de 45 m de vão e extensão total de 225 m. Esta prova de carga foi uma exigência frente a algumas dúvidas quanto ao desempenho estrutural da ponte. Infelizmente os temores iniciais se concretizaram, quando durante o ensaio, um dos três pilares cedeu, fazendo com que o trecho central da ponte desabasse vitimando vários operários.

Após o desastre de 1944, vários estudos tornaram o ensaio de prova de carga muito mais seguro, onde atualmente o primeiro cuidado básico, neste sentido, é uma avaliação teórica do limite de resistência da ponte, identificando a tensão máxima em cada elemento estrutural e os pontos a serem instrumentados de acordo com as informações que se deseja obter (deslocamento, tensões em pontos críticos e comportamento global da estrutura). O carregamento a ser utilizado não deve acarretar riscos quanto à segurança parcial ou global da ponte e nem provocar deformações excessivas ou plastificação localizada em ligações ou elementos. Vale ressaltar que o objetivo da prova de carga não é determinar o limite de resistência, e sim verificar a segurança da estrutura.

Segundo GONÇALVES (1992), os resultados da prova de carga para pontes metálicas indicam reservas de resistência superiores às obtidas nos cálculos teóricos, devido ao comportamento tridimensional e à redundância da estrutura decorrente da redistribuição dos esforços, muitas vezes não considerados no cálculo teórico. A simples constatação de uma reserva de resistência deve ser considerada pelo calculista, porém analisada criticamente. Alguns fenômenos que não são avaliados na prova de carga, como por exemplo, a fadiga pode ocorrer e ocasionar a ruína de uma estrutura.

5 - MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir serão apresentados os materiais e métodos empregados nesse trabalho.

5.1. Inspeção de Pontes Metálicas

Na rede ferroviária brasileira existem pontes de diferentes idades, onde na sua maioria foram construídas antes da década de 60, projetadas e dimensionadas segundo critérios e normalizações de diversos países e sendo solicitadas por cargas superiores às de projeto. Este conjunto heterogêneo de obras, envelhecidas e degradadas, deve ser cuidadosa e regularmente inspecionada, onde a finalidade da inspeção é verificar e registrar seu estado, avaliar sua integridade e a estabilidade, de forma que a obra ofereça segurança e conforto ao usuário em virtude do tráfego de locomotivas e vagões.

O inspetor será sempre um engenheiro diplomado e registrado no CONFEA/CREA, com comprovado conhecimento em construção e manutenção de ponte, ou com treinamento específico para este propósito. Cabe ainda ressaltar que uma equipe de inspeção é formada por um inspetor, técnicos e auxiliares, sendo de responsabilidade do inspetor orientar os trabalhos realizados.

Segundo GONÇALVES (1992), um programa de inspeção eficiente e bem planejado propicia não só o prolongamento da vida útil da ponte, como também evita gastos desnecessários com reparos ou reforços em pontes deterioradas, uma vez que é possível identificar, diagnosticar e combater patologias ainda em seu estado inicial. Como exemplo, ações simples como a remoção de detritos e/ou qualquer partícula retentora de umidade, diminui sensivelmente as taxas de corrosões localizadas.

Esta dissertação de mestrado propõe a divisão das inspeções de pontes em quatro categorias distintas, sendo: Inspeção Cadastral, Inspeção Periódica, Inspeção Especial, e Inspeção Extraordinária.

5.1.1. Inspeção Cadastral

A inspeção cadastral é a primeira inspeção da obra e deve ser efetuada imediatamente após sua conclusão ou assim que ela se incorpora no sistema viário; é também a inspeção que deve ser

feita quando há uma alteração sensível na configuração da obra, tais como alargamentos, acréscimos de comprimentos, reforços ou mudança no sistema estrutural (DNIT, 2004).

A inspeção cadastral é amplamente documentada, contendo toda a ficha técnica da estrutura, com informações referentes à localização, projetista, idade, tipo estrutura, material, geometria, tráfego, todos os projetos de detalhamento, projetos de montagem e logística.

Em pontes antigas, quando os projetos não estão disponíveis, o cadastro começa pelo levantamento histórico em arquivos públicos e privados que contemplem informações relevantes; também nesta fase é executado “in loco” o levantamento da geometria da estrutura, onde são contempladas informações sobre dimensões, seção transversal dos elementos, sistema estrutural, estado de conservação dos elementos, tipologia da estrutura e fundação, quantidade de linhas ferroviárias, sobrecarga existente, etc.

A precisão no levantamento dos dados no campo está diretamente relacionada com a qualidade do projeto de verificação a ser desenvolvido no escritório. Desta forma a inspeção deve abranger toda a ponte (infra, meso e superestrutura); também deve ser realizado intenso registro fotográfico, além do preenchimento da ficha de Inspeção Cadastral (Vide anexo A).

5.1.2. Inspeção Periódica (Rotineira)

A Inspeção Periódica é uma inspeção programada, com intervalos adequados, em geral de um a dois anos, e destinada a coletar amostras, examinar e fazer medições para identificar qualquer anomalia em desenvolvimento ou qualquer alteração em relação à Inspeção Cadastral ou à Inspeção Periódica anterior. A avaliação sistemática e regular nos principais elementos de uma ponte tem como finalidade garantir sua integridade e funcionalidade.

Esta etapa consiste de exame visual sistemático e detalhado, de todas as partes que compõem a estrutura, visando abastecer um banco de dados referente à estrutura. Assim sendo, dentro desta orientação geral, estabelece-se um roteiro básico de inspeção que objetiva identificar e diagnosticar possíveis patologias existentes, abastecendo o cadastro da obra com informações recentes; a inspeção periódica também tem como objetivo coletar amostras, sempre que uma análise mais refinada for necessária.

Os resultados obtidos deverão ser registrados através de vasto documentário fotográfico e preenchimento da ficha de Inspeção Periódica (vide anexo B).

5.1.3. Inspeção Especial

A Inspeção Especial consiste de uma investigação mais apurada, onde visa avaliar a integridade física da ponte, onde são obtidas informações sobre o estado real nas condições de utilização, bem como permitir a verificação da segurança de parte ou de toda a ponte. É este tipo de inspeção que é realizado sempre que é gerado dúvida sobre as reais condições de estabilidade e segurança da estrutura. Desta forma a Inspeção Especial antecede e fornece todas as informações necessárias para a verificação estrutural, através de análise numérica ou prova de carga.

Para as pontes mais complexas, com vãos maiores ou carregamento mais intenso, a Inspeção Especial deverá ser efetuada em intervalos máximos de cinco anos; também deve ser realizado, para qualquer tipo de ponte, Inspeção Especial sempre que for observado algum problema durante uma Inspeção Periódica ou Extraordinária onde o inspetor julgue necessários exames mais apurados, ou devido à existência de acidentes que acarretem danos aos elementos estruturais (DNIT, 2004).

Neste tipo de inspeção, os relatórios (anexo B) e documentário fotográfico deverão ser mais minuciosos e amplos, representando com a maior fidelidade possível a atual condição dos elementos a serem analisados.

5.1.4. Inspeção Extraordinária

A Inspeção Extraordinária é uma inspeção não programada, que deve ser efetuada quando ocorrem danos estruturais repentinos, provocado pela ação do homem ou pelo meio ambiente. O inspetor deve ter a faculdade de julgar a situação com clareza e sensatez, pois compete a ele avaliar a gravidade dos danos, proporem limites de carga e tráfego, ou mesmo interromper e restabelecer o tráfego, bem como solicitar uma inspeção especial.

A Inspeção Extraordinária, também deve ser utilizada para acompanhar o desempenho de algum elemento de ponte com função estrutural sempre que este for classificado na categoria

de segurança “2” ou “3” (vide Anexo B Tabela B5), são passíveis desta nota, pequenos recalques de fundações, uma erosão incipiente, um encontro parcialmente descalçado, a deterioração excessiva de aparelho de apoio, etc. Neste caso a inspeção é realizada em período de tempo inferior ao praticado para a Inspeção Periódica.

5.1.5. Critérios e procedimentos de inspeção de pontes metálicas

De acordo com o manual de inspeção de ponte, publicado pelo DNIT (2004), a inspeção de uma ponte deve ser conduzida de forma sistemática e organizada, de modo a garantir que todos os elementos estruturais sejam inspecionados; adequadas ficha de inspeção garantem este procedimento. O documentário fotográfico deve ser abrangente e completo: um mínimo de seis fotografias deve registrar vista superior, vista inferior, vistas laterais, aparelho de apoio, ligações, etc.; defeitos eventualmente encontrados nos elementos estruturais devem ser cuidadosamente examinados e registrados para que possa ser investigada sua causa. Havendo possibilidade, a ponte deve ser examinada durante a passagem da composição férrea, para que possam ser observados os níveis de vibrações e deformações nos elementos estruturais.

5.1.6. Planejamento para a inspeção de ponte

Nesta fase de planejamento de inspeção, devem ser definidos e efetuados os seguintes procedimentos: seleção da equipe de trabalho, atribuir funções e responsabilidades a cada membro da equipe, definir os equipamentos coerentes com a metodologia de inspeção a ser adotada, determinar a seqüência e as prioridades da inspeção.

De acordo com o DNIT (2004), uma inspeção normalmente se inicia pelo estrado e elementos da superestrutura, prosseguindo com a infra-estrutura. Entretanto, há uma série de fatores que devem ser considerados quando se planeja a seqüência de inspeção de uma ponte, incluindo: tipo de ponte, estado geral de conservação, tipo de inspeção a ser realizada, complexidade, tamanho da estrutura, condições de tráfego e procedimentos especiais.

Em obra anteriormente inspecionada devem ser analisadas todas as informações contidas nos relatórios, observando fatores importantes, tais como: elementos estruturais que estejam em monitoramento devido às anomalias leves, registro de reparos anteriores, dados geotécnicos, dados hidrológicos, projetos de montagem e detalhamento da ponte e outros documentos por

ventura existentes.

5.1.7. Execução “In Loco” de Inspeção de Ponte

Os trabalhos de campo devem ser abrangentes e cobrir todos os elementos da obra, seguindo sempre que possível às metas estabelecidas na fase de planejamento. Vale ressaltar que a confiabilidade dos trabalhos realizados no escritório, está diretamente relacionada com a fidelidade das informações levantadas no trabalho de campo. A inspeção deve ficar focalizada, mas não restrita, às seguintes observações:

5.1.7.1. Elementos estruturais já diagnosticados anteriormente

Identificados estes elementos na fase de planejamento, devem ser feitas novas medições para monitorar possíveis alterações no quadro patológico diagnosticado anteriormente.

5.1.7.2. Elementos do Estrado e da Superestrutura

Verificar nivelamento e ancoragem dos trilhos; fixação dos dormentes, juntas de dilatação, estado de conservação da pintura de proteção, grau de corrosão dos elementos estruturais, presença de trincas, se há deformações ou vibrações consideradas excessivas, presença de elementos flambados ou rompidos, estabilidade da passarela e ancoragem das canalizações de utilidade pública quando existirem. A verificação é feita através de inspeção visual e por aparelhos de medição.

A superestrutura deve estar isenta de detritos, terra, vegetação ou qualquer outro corpo que possa reter umidade, assim como devem ser providenciados drenos em locais com acúmulo de água; estas medidas retardam o surgimento de corrosão. Condição especial é verificada em ponte metálica com vigas caixão, onde a integridade da estrutura só pode ser confirmada após a inspeção do interior da viga; desta forma, as vigas devem possuir aberturas para possibilitar este procedimento. Após a inspeção, as comportas devem ser lacradas para impedir a entrada de morcegos, pois as fezes destes animais em contato com a estrutura metálica aceleram o processo de corrosão.

5.1.7.3. Elementos sujeitos à fadiga

Trincas por fadiga ocorrem com maior frequência em obras antigas, em virtude do elevado

número de ciclos de carregamentos em que foram submetidos os elementos estruturais; as trincas por fadiga podem ocasionar ruptura do elemento estrutural e devem ser identificadas tão logo se manifestem.

Assim como já discutido anteriormente, elementos submetidos à tensão de tração, soldas e outros meios de ligação onde ocorra concentração de tensões, são locais propícios ao surgimento de trincas por fadiga, podendo até mesmo, as trincas maiores, serem observadas pela inspeção visual; trincas em seu estágio inicial, normalmente são identificadas superficialmente através da aplicação de líquido penetrante; podendo também ser identificadas por métodos mais sofisticados como raios X, partículas magnéticas e ultra-som.

5.1.7.4. Elementos de ligação

Na inspeção da superestrutura, as ligações se constituem os pontos mais críticos, onde se observa a ocorrência de vários fatores patológicos, sendo os mais comuns relacionados como: trincas por fadiga em soldas e em aberturas para colocação de rebites e parafusos; corrosão por frestas (tipo mais comum), sendo também observada a corrosão generalizada e a galvânica; afrouxamento de rebites e parafusos; falta de parafusos ou rebites; deslizamento, esmagamento e rasgamento dos elementos de ligação, entre outros. A maioria dos problemas patológicos é facilmente identificada por inspeção visual; no entanto, a estabilidade dos rebites deve ser verificada pelo método do martelo, conforme descrito no capítulo 4.

Os fatores decorrentes de ligações soldadas são agravados por defeitos decorrentes da má execução de solda, tais como: porosidade excessiva, inclusão de escória, mordedura, falta de fusão do metal, penetração inadequada, trincamento, mudança estrutural do material devido ao efeito do aporte térmico, entre outros.

5.1.7.5. Aparelhos de apoio

Aparelhos de apoio devem ser cuidadosamente examinados para verificar se estão bem posicionados e alinhados, se podem mover-se livremente ou se a falta de conservação ou a presença de detritos também são causas de restrições. Em aparelho de apoio metálico, os roletes devem estar limpos e lubrificados; elevado grau de corrosão, principalmente por fresta, restringe sensivelmente o movimento; quanto ao desalinhamento do aparelho de apoio em

relação a superestrutura, este fator patológico pode ter reflexo de anomalias estruturais, tais como recalques de apoios, choques de materiais flutuantes na ponte ou colisões de veículos ou embarcações em pilares desprotegidos, ou por rompimento dos chumbadores.

Cabe ressaltar que os aparelhos de apoio são projetados para permitir movimentação horizontal da superestrutura, e desta forma impedir a transferência de momento fletor para a infra-estrutura. O mau funcionamento deste equipamento pode sobrecarregar pilares e fundações, causando sérios problemas estruturais. A Figura 5.1 ilustra um aparelho de apoio deteriorado pela corrosão.



Figura 5.1 - Aparelho de apoio de ponte metálica com elevado grau de corrosão (CARNEIRO, 2005)

5.1.7.6. Pilares e encontros

Nas pontes sobre rios navegáveis e em viadutos deve ser verificado se os gabaritos, horizontal e vertical, são satisfatórios e se há proteção junto aos pilares para choques de embarcações ou veículos. Nos encontros deve ser verificada a presença de erosão e/ou carreamento de solo sobre a estrutura. A erosão é identificada pelo afloramento de parte da fundação que normalmente deveria estar aterrada, enquanto o carreamento de solo provocado pela enxurrada é identificado pela presença de vegetação sobre elementos da ponte.

5.1.7.7. Cursos d'água

Deve ser avaliado se a seção de vazão disponível é suficiente, verificando se detritos

e matérias flutuantes escoam livremente nos períodos de cheia e se há manifestação ou indícios de erosão; havendo assoreamento ou retenção de materiais por apoios intermediários, deve ser solicitada a desobstrução do curso d'água. Havendo enrocamentos ou outras proteções nas margens e nos apoios intermediários, deve ser verificada sua integridade e funcionamento. Em todas as travessias, mas principalmente nas mais importantes, deve ser mantido um registro atualizado do regime dos cursos d'água (DNIT, 2004).

5.1.8. Avaliação da Integridade Estrutural de pontes metálicas

As pontes são avaliadas em função da estabilidade, deterioração, e conforto (níveis de vibração). Essa classificação é realizada pelo inspetor, durante as Inspeções Periódicas, e levam em consideração os fatores patológicos e o grau de criticidade das anomalias estruturais. A avaliação é feita para cada elemento com função estrutural em separado, onde estes resultados são utilizados para avaliar a obra. O objetivo da avaliação é determinar prioridade e fornecer critérios para um planejamento racional das manutenções.

5.1.8.1. Avaliação da integridade de elementos estruturais individualizados

Os parâmetros estruturais são aqueles relacionados à capacidade portante da estrutura e da estabilidade estrutural das obras sob os critérios de seus estados limites de utilização e último (estado limite de resistência). Para cada elemento estrutural será atribuída uma nota de avaliação, variável de 1 a 5 (vide Anexo B Tabela B5), a qual refletirá a maior ou a menor integridade do elemento estrutural. Desta forma, utilizando-se dos extremos, será atribuída a nota 1 para elementos completamente deteriorados e nota 5 para elementos íntegros com total capacidade portante.

5.1.8.2. Avaliação global da integridade estrutural de ponte

A avaliação global da integridade estrutural de ponte segue os mesmos critérios adotados para elementos individualizados, nestas condições a nota final da ponte corresponde à menor dentre as notas recebidas pelos seus elementos com função estrutural.

5.2. Materiais

As características mecânicas e a composição química do aço utilizado na “Ponte da Barra”

foram obtidas através dos ensaios e análises em amostras retiradas da ponte. Em virtude da natureza destrutiva dos ensaios realizados nesta ponte, apenas foram coletadas amostras nos elementos estruturais substituídos por apresentarem deformações excessivas.

5.2.1. Composição química do material

A composição química do aço utilizado na ponte foi obtida no Laboratório da Empresa VDL (Valadares Diesel Ltda) de Itabirito/MG. A amostra foi retirada de uma das cantoneiras que compõe o montante da ponte.

A Tabela 5.1 mostra a composição química do aço utilizado na “Ponte da Barra”, Ouro Preto/MG.

Tabela 5.1 – Composição química (% peso) do aço analisado

Composição química (% peso)							
C	Si	S	P	Mn	Ni	Cr	Cu
0,007	0,561	0,087	0,756	0,120	0,015	0,052	0,010
Co	Al	Mg	Ferro (Fe)				
0,015	0,010	0,018	98,34				

5.2.2. Caracterização metalográfica

A análise metalográfica foi realizada no Laboratório de Metalografia do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais (DEMET) da Escola de Minas/UFOP. Sendo feita em três amostras; a primeira coletada de um dos montantes correspondendo ao elemento estrutural na posição 1 da Tabela 5.3, a segunda coletada na cantoneira de sustentação da passarela correspondendo ao elemento estrutural na posição 20 da Tabela 5.3, e outra amostra retirada de um dos rebites de ligações da ponte.

As amostras foram lixadas com lixas d’água até a de número 2400 *mesh* e, posteriormente, polidas com alumina 0,1µm e com pasta de diamante. Para realçar a microestrutura, a amostra foi atacada com Nital 2% (ácido nítrico + álcool etílico), e então analisadas em microscópio ótico quantitativo (Leica).

A fotomicrografia do material das cantoneiras, principalmente as superfícies paralelas à direção da laminação, evidencia a presença de inclusões, óxidos, outras partículas de segunda

fase orientadas na direção de laminação, como ilustram as Figuras 5.2 e 5.3. Esse alinhamento na microestrutura de óxidos ou outras partículas de segunda fase caracteriza o fibramento mecânico no material.



Figura 5.2 - Fotomicrografia da amostra 1 (cantoneira do montante da PBOP); Nital 2%; 25x

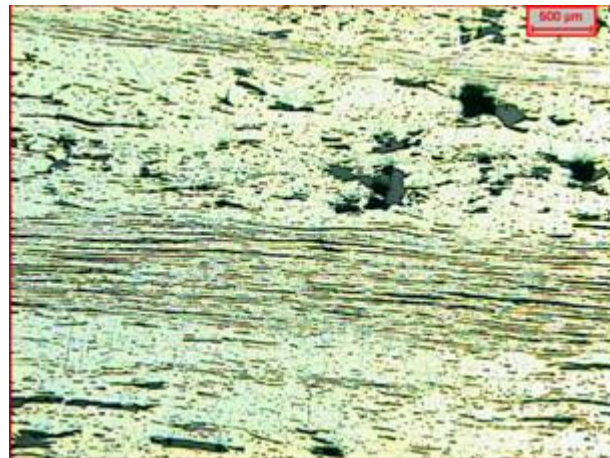


Figura 5.3 - Fotomicrografia da amostra 2 (cantoneira da passarela da PBOP); Nital 2%; 25x

O aço utilizado na ponte apresenta uma microestrutura praticamente só de ferrita (solução sólida de carbono no ferro α), como era de se esperar, devido ao baixo teor em carbono contido neste material; esta característica está evidente na fotomicrografia com aumento de 500x (Figura 5.4). Nota-se a microestrutura do montante grãos ferríticos de tamanhos variados e inclusões alinhadas, caracterizando o fibramento mecânico.

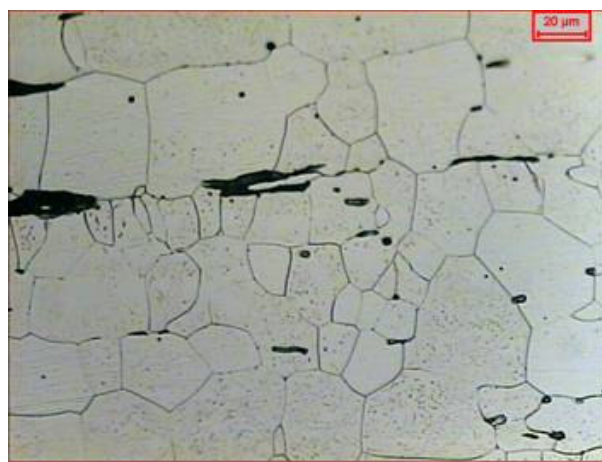


Figura 5.4 - Fotomicrografia da amostra 1 (cantoneira do montante da PBOP); Nital 2%; 500x

A análise da amostra 2, referente à cantoneira de sustentação da passarela, apresenta uma microestrutura ferrítica, semelhante à da amostra 1; no entanto, neste caso, os grãos de ferrita são ligeiramente maiores. Destacam-se as inclusões e até mesmo escória no material. Isso caracteriza o “Ferro Puddled” (obtido por redução direta em forjas; daí a grande contaminação do mesmo). A Figura 5.5 ilustra a fotomicrografia deste metal.

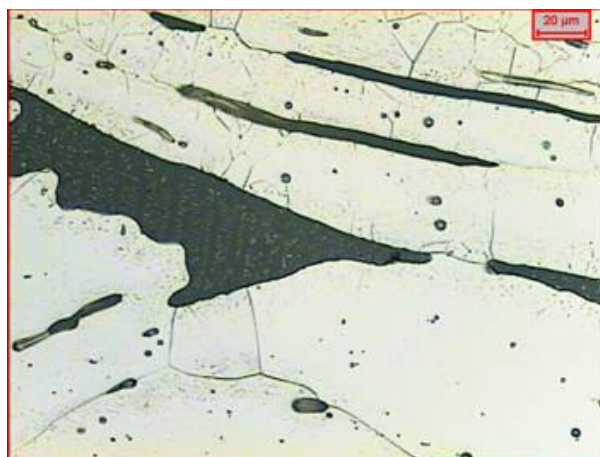


Figura 5.5 - Fotomicrografia da amostra 2 (cantoneira da passarela da PBOP); Nital 2%; 500x

A Figura 5.6 ilustra a microestrutura do material do rebite. Normalmente, em função do grau de deformação e da temperatura que os rebites são submetidos, a microestrutura pode mostrar incidência de textura cristalográfica. Observa-se que a microestrutura é constituída basicamente de ferrita, o que indica que este aço também é de baixo carbono.

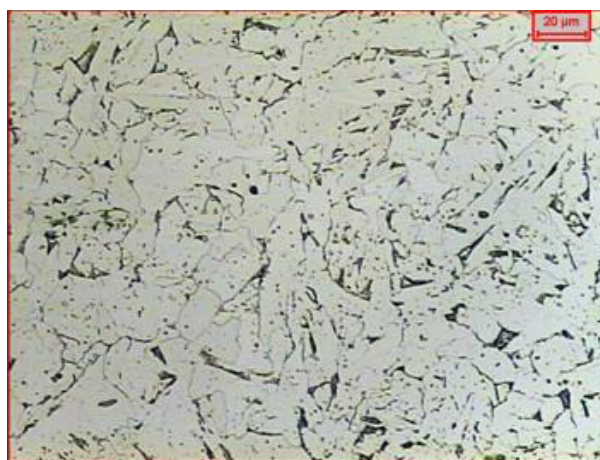


Figura 5.6 - Fotomicrografia da amostra 3 (rebite retirado da PBOP); Nital 2%; 500x.

5.2.3. Ensaio de tração

Para determinação dos valores das propriedades de resistência mecânica foram ensaiados 6 corpos-de-prova (CPs) retirados do material da ponte:

- 3 CPs retirados da cantoneira de sustentação da passarela (elemento estrutural número 20 da Tabela 5.3), correspondente ao CP₁, CP₂ e CP₃;
- 3 CPs retirados da cantoneira que compõe o montante da ponte (elemento estrutural número 1 da Tabela 5.3), corresponde ao CP₄, CP₅ e CP₆.

Os CPs foram ensaiados no Laboratório de Ensaios Mecânicos do DEMET/UFOP, máquina Amsler (5t) onde foram ensaiados segundo a Norma ASTM – E8M/95. A Figura 5.7 ilustra o CP utilizado.

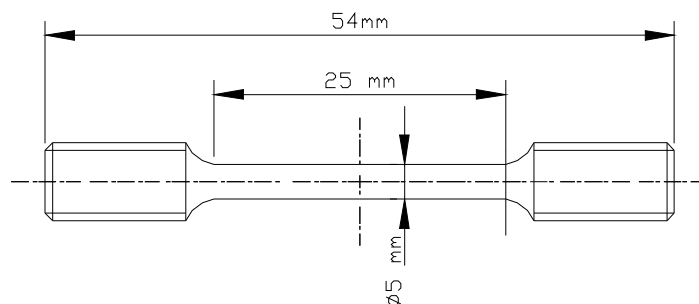


Figura 5.7 – Desenho esquemático do CP utilizado para o ensaio de tração

Assim como apresentado na Figura 5.7 os CPs foram confeccionados com comprimento inicial $L_0 = 25\text{mm}$ e diâmetro inicial $\Phi_0 = 5\text{mm}$. Os ensaios foram realizados a uma velocidade de 20 mm/min. O alongamento foi obtido para cada valor de carga (F) através de diagramas gerados em registradores xy. Tendo-se esses diagramas a carga máxima F_{Max} (lida na máquina) e o deslocamento total do CP, foi possível encontrar o limite de escoamento f_y e o limite de resistência f_u . Além disso, mediu-se a área da seção transversal dos CPs após a ruptura para que se pudesse calcular a redução percentual de área (estricção). Os resultados do ensaio de tração encontram-se apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Ensaio de tração em amostras dos aços retiradas da PBOP

	CP	L ₀ (mm)	L (mm)	φ ₀ (mm)	φ (mm)	A ₀ (mm ²)	A (mm)	F _{Max} (kgf)	ΔL (mm)	ε _{Max}	f _y (MPa)	f _u (MPa)
Corpo de prova	1	25	31,00	5,00	4,35	19,635	14,862	865,0	6,00	24%	313,7	431,7
	2	25	29,00	5,00	4,50	19,635	15,904	828,0	4,00	16%	313,7	413,3
	3	25	29,80	5,00	4,40	19,635	15,205	824,0	4,80	19%	317,3	411,3
	4	25	32,40	5,00	3,90	19,635	11,946	750,0	7,40	30%	272,8	374,3
	5	25	32,50	5,00	3,55	19,635	9,898	730,0	7,50	30%	264,8	364,4
	6	25	33,00	5,00	3,77	19,635	11,163	738,0	8,00	32%	277,8	368,3

Constata-se assim que os valores médios obtidos foram os seguintes:

- Material retirado da cantoneira de sustentação da passarela.
 - limite de escoamento $f_y = 315$ MPa
 - limite de resistência à tração $f_u = 419$ MPa
 - Variação de comprimento $\Delta L = 4,9$ mm
 - Deformação máxima $\epsilon_{Max} = 19,6\%$
- Material retirado da cantoneira que compõe o montante da ponte.
 - Limite de escoamento $f_y = 272$ MPa
 - Limite de resistência à tração $f_u = 370$ MPa
 - Variação de comprimento $\Delta L = 7,6$ mm
 - Deformação máxima $\epsilon_{Max} = 30,7\%$

O material evidencia uma alta ductilidade, tendo um comportamento elasto-plástico praticamente sem encruamento. Este fato decorre do aço apresentar uma microestrutura ferrítica.

Para efeito comparativo, a “Ponte do Pinhão” construída em Portugal em 1906 apresentou $f_y = 284$ MPa e $f_u = 367$ MPa; e a ponte “Marechal Hermes” situada sobre o Rio São Francisco, entre as cidades de Pirapora e Buritizeiro/MG com $f_y = 270$ MPa e $f_u = 573$ MPa.

5.2.4. Ensaio de dureza

Devido às reduzidas dimensões dos rebites, o limite de resistência deste meio de ligação foi determinado de maneira indireta, através do ensaio de dureza, onde se obteve uma dureza média de 171 Vickers (HV30). Para este valor de dureza, obtém-se limite de resistência $f_u = 575$ MPa.

Na preparação da amostra foi empregada a mesma metodologia utilizada na análise metalográfica. A Figura 5.8 ilustra a amostra utilizada no ensaio de dureza.



Figura 5.8 – Amostra de rebite retirada da PBOP, utilizada para o ensaio de dureza

5.2.5. Difração de raios X

De acordo com CARNEIRO (2005), a análise dos agentes agressivos que atuam em um determinado meio ambiente pode ser feita por cromatografia gasosa, por análise de partículas ou por análise dos produtos de corrosão, onde a cromatografia gasosa e a análise de partículas são feitas no ar atmosférico recolhido do local em estudo. Estas duas opções não são técnicas muito confiáveis, uma vez que no momento da coleta das amostras certos agentes poluidores podem não estar presentes. Em contrapartida, a análise dos produtos de corrosão por meio de difração de raios-X é mais eficiente, uma vez que através da caracterização de elementos ou compostos dos produtos de corrosão é possível identificar os agentes corrosivos, mesmo que esta fonte poluidora já tenha sido cessada.

Na “Ponte da Barra”, foi realizada a análise de produtos de corrosão, utilizando o método de difração de raios X. Foram analisadas duas amostras, uma retirada em um ponto aleatório da

superfície corroída da ponte e outra retirada do fuste de um rebite. Por se tratar de uma análise não destrutiva, foi possível coletar amostras de produtos de corrosão em elementos estruturais que não foram substituídos na ponte.

O produto de corrosão apresentou presença predominante de Goetita $\text{Fe}(\text{OH})_2$ e Lepidocrocita $\text{Fe}(\text{OH})_3$ que são hidróxidos de ferro. Esses produtos de corrosão indicam um estágio inicial da corrosão. Com o passar do tempo a tendência é a geração de Magnetita (Fe_3O_4) e Hematita (Fe_2O_3). O anexo C, apresenta o laudo completo desta análise.

5.3. Critérios para Avaliação Estrutural da Ponte da Barra

A verificação da capacidade estrutural da ponte foi feito através de análise numérica, utilizando o “software” de análise em elementos finitos “Metálicas 3D”.

Fatores referentes às propriedades geométricas foram determinados a partir de medições “in loco” de todos os elementos estruturais da ponte.

5.3.1. Determinação das Propriedades Geométricas

As dimensões dos perfis foram determinadas através de medições realizadas simultaneamente à reforma da estrutura da ponte em questão, onde a logística disponibilizada para o processo de restauração, também foi utilizada durante a inspeção. Nesta etapa, o andaime tubular suspenso se constituiu o principal meio de acesso à estrutura metálica.

Devido à elevada altura da ponte, e do risco de acidente, foi instalado um cabo de aço, que se estendia pelas duas extremidades da estrutura, e por onde se prendia o cinto de segurança, minimizando assim o risco potencial de acidentes durante os trabalhos de inspeção e restauração da estrutura. A Figura 5.9 ilustra o andaime montado com barras de aço tubulares sustentando o tabuleiro de madeira por onde os operários e inspetores tinham acessos à estrutura.



Figura 5.9 – Andaime suspenso utilizado para a restauração da “Ponte da Barra”

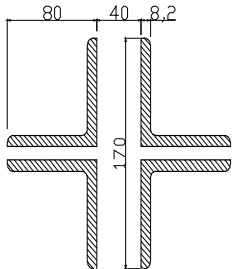
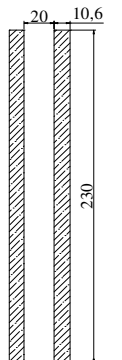
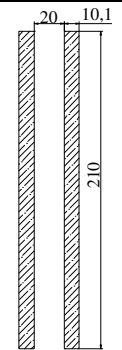
Em virtude da reforma da estrutura em andamento, a espessura das chapas que compõe os perfis só foi determinada após o processo de remoção mecânica da camada superficial de óxido sobre o metal. Apesar de ser mais dispendioso, esta metodologia foi escolhida em virtude de fornecer resultados mais precisos, uma vez que a camada de óxido não contribui para a resistência mecânica do perfil, e a área de aço da seção transversal restante é a que efetivamente resiste aos esforços solicitantes. Em condições normais de inspeção, esta condição ideal onde se tem a remoção do óxido, não é viável, devido aos elevados custos operacionais, neste caso é recomendado medir a seção do perfil incluído o óxido, e posteriormente descontá-lo no cálculo da área efetiva.

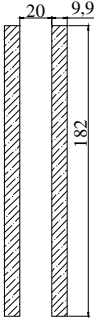
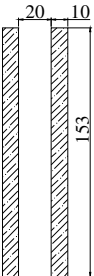
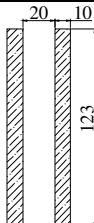
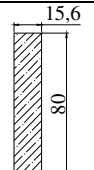
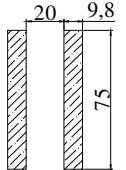
O comprimento e largura dos perfis foram determinados com trena metálica de precisão milimétrica, enquanto a espessura foi determinada com paquímetro mecânico com precisão de 0,05 milímetros. A necessidade de se utilizar um equipamento com maior precisão na determinação da espessura das chapas que compunha os perfis se deu em virtude das outras dimensões não sofrerem reduções significativas em virtude da corrosão, enquanto, a espessura é extremamente afetada, e em alguns casos a redução é tão grande que pode até mesmo perfurar o perfil.

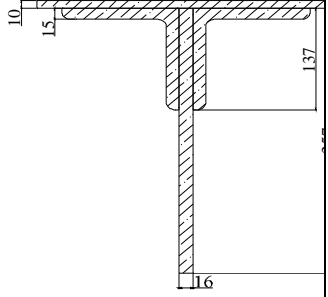
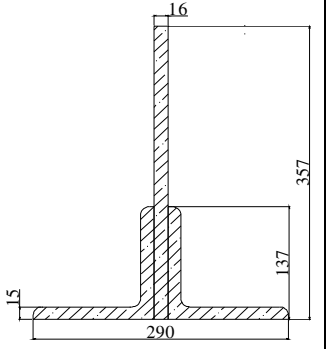
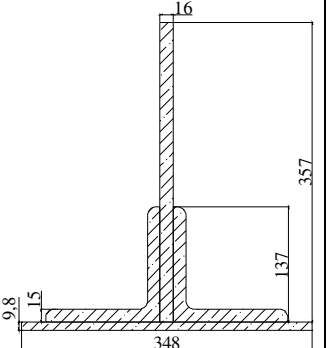
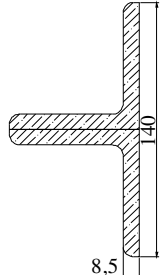
A Tabela 5.3 apresenta os perfis que compõem a “Ponte da Barra”, com dimensões em

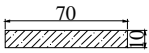
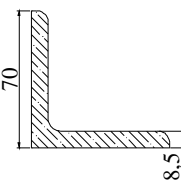
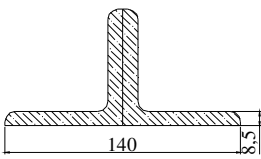
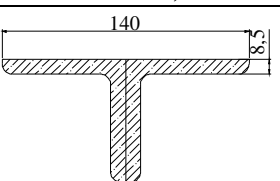
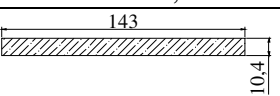
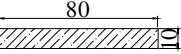
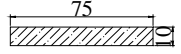
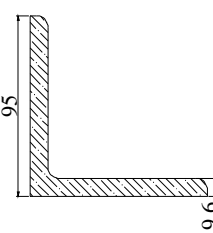
milímetros e propriedades geométricas em centímetros (área **A**, momento de inércia **I**, raio de giração **r** e centro de massa **G**). Os momentos de inércia I_x e I_y foram calculados em relação ao eixo baricentrico.

Tabela 5.3 – Propriedades geométricas dos perfis da “Ponte da Barra”.

N°	Perfil (mm)	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	r_x (cm)	r_y (cm)	G_x (cm)	G_y (cm)
1	 4 L 80x80x9,7	49,53	1197,97	674,26	4,92	3,69	10,00	8,50
2	 2 CH 230x19,13	48,76	2149,50	118,71	6,64	1,58	2,006	11,50
3	 2 CH 210x16,65	42,42	1558,94	99,69	6,06	1,53	2,06	10,5

N°	Perfil (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	r _x (cm)	r _y (cm)	G _x (cm)	G _y (cm)
4	 2 CH 182x14,15	36,04	994,71	83,48	5,25	1,52	1,99	9,10
5	 2 CH 153x12,01	30,60	596,93	71,40	4,42	1,53	2,00	7,65
6	 2 CH 123x9,66	24,6	310,14	57,4	3,55	1,53	2,00	6,15
7	 CH 80x9,80	12,48	66,56	2,53	2,31	0,45	0,78	4,00
8	 2 CH 75x5,77	14,70	68,91	33,81	2,17	1,52	1,98	3,75

N°	Perfil (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	r _x (cm)	r _y (cm)	G _x (cm)	G _y (cm)
9	 T 367x132,81	169,19	16724,5 ₇	6580,4 ₉	9,94	6,24	17,40	27,98
10	 T 357x105,83	134,82	13763,8 ₃	3068,4 ₈	10,12	4,78	14,50	9,84
11	 T 367x132,23	168,45	16671,6 ₀	6510,2 ₅	9,94	6,22	17,40	8,73
12	 2L 70x8,71	22,20	189,67	98,15	2,92	2,10	4,97	7,00

N°	Perfil (mm)	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	r _x (cm)	r _y (cm)	G _x (cm)	G _y (cm)
13	 CH 10x5,5	7,00	0,58	28,60	0,29	2,02	3,5	0,5
14	 L 70x8,71	11,10	49,08	49,08	2,10	2,10	2,03	2,03
15	 2L 70x8,71	22,20	98,15	189,67	2,19	2,92	7,00	2,03
16	 2L 70x8,71	22,20	98,15	189,67	2,19	2,92	7,00	4,97
17	 CH 10,4x11,67	14,87	1,34	253,47	0,30	4,13	7,15	0,52
18	 CH 80x10x6,28	8,00	0,67	42,67	0,29	2,31	4,00	0,50
19	 CH 75x10x5,89	7,50	0,63	35,16	0,29	2,17	3,75	0,50
20	 L 95x95x13,53	17,24	144,45	144,45	2,89	2,89	2,70	2,70

As Figuras 5.10 a 5.13 apresentam de forma esquemática a localização dos elementos estruturais cujas propriedades geométricas estão apresentadas na Tabela 5.3. Em virtude da simetria na direção longitudinal, nas Figuras 5.10 e 5.12 está desenhado apenas a metade da ponte, sendo a outra metade igual.

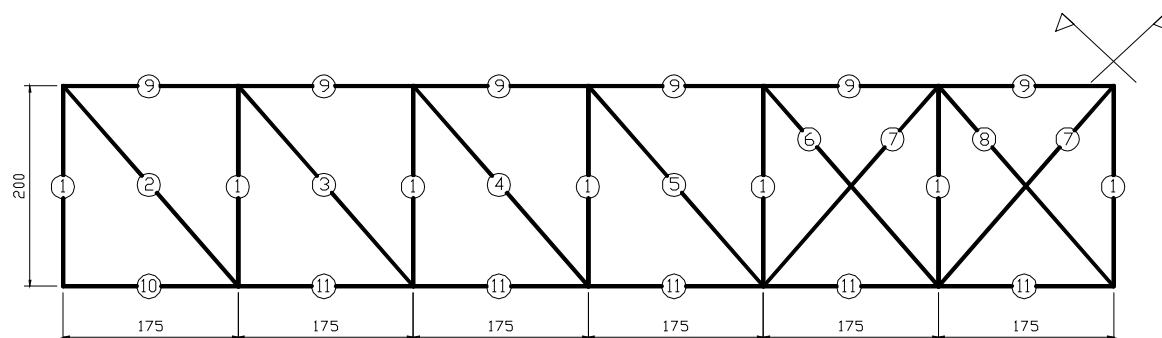


Figura 5.10 – Representação esquemática em vista frontal, localizando os elementos estruturais na PBOP

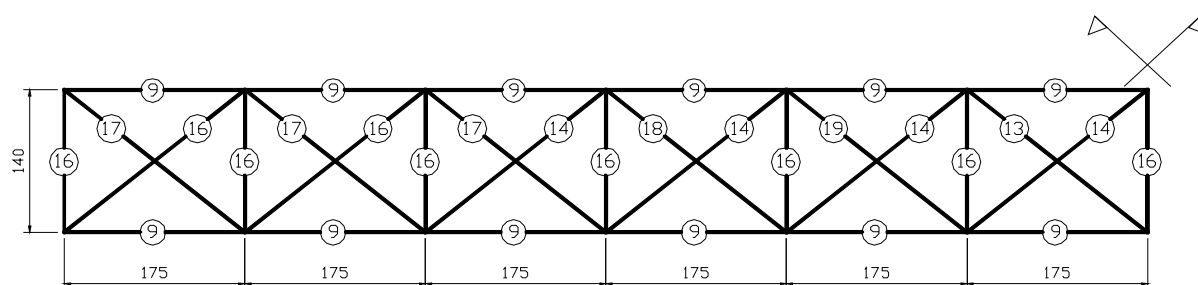


Figura 5.11 – Representação esquemática em vista superior, localizando os elementos estruturais na PBOP.

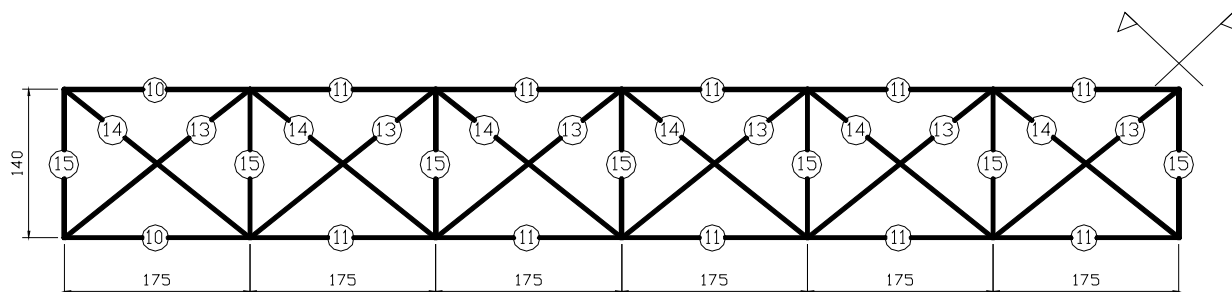


Figura 5.12 – Representação esquemática em vista inferior, localizando os elementos estruturais na PBOP

Para melhor representar as ligações rebitadas, foi considerado o banzo superior e o inferior, como um elemento contínuo. Os montantes assim como as diagonais foram considerados como elementos bi-rotulados.

5.3.3. Combinação de cargas

A estrutura foi calculada para dois tipos de carregamento:

- COMB 1 - Ponte descarregada, antes da passagem da composição férrea, onde todo o carregamento atuante é referente ao peso próprio (PP) e carga de vento referente a ponte descarregada (V1).
- COMB 2 - Ponte carregada, com atuação do peso próprio da estrutura (PP) mais a sobrecarga devido às passarelas (Sp); ação do vento (V2); carga móvel - trem-tipo (TB 240); impacto lateral (Fh) ou força centrífuga (Fc) a que for maior; impacto vertical (φ) e força longitudinal (Fl).

Foram escolhidos estes dois tipos de carregamentos, para determinar a amplitude de tensão atuante em cada elemento estrutural, que é calculada pela diferença entre a tensão máxima e a tensão mínima provocada pelo carregamento cíclico.

Conforme apresentado no Capítulo 4, quanto maior a amplitude de tensões menor será a resistência do elemento estrutural ao efeito da fadiga, sendo esta situação agravada quando há inversão no sinal da tensão.

5.3.4. Peso Próprio (PP)

O peso próprio é obtido pelo produto da massa dos elementos estruturais e de outros elementos não estruturais como trilhos e dormentes pela aceleração da gravidade. Em ambas as combinações o peso próprio é aplicado uniformemente distribuído no eixo local do elemento estrutural.

5.3.5. Carga móvel em pontes ferroviárias

A NBR 7189 (1985) estabelece quatro trens-tipo:

- TB360: ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro e outros carregamentos equivalentes;
- TB270: ferrovias sujeitas a transporte de carga em geral;
- TB240: verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;
- TB170: vias exclusivas ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas.

A designação dos trens-tipo é feita pela carga dos eixos mais pesados da locomotiva. A Figura 5.14 e a Tabela 5.4 indicam os valores de cada uma das categorias de trens-tipo.

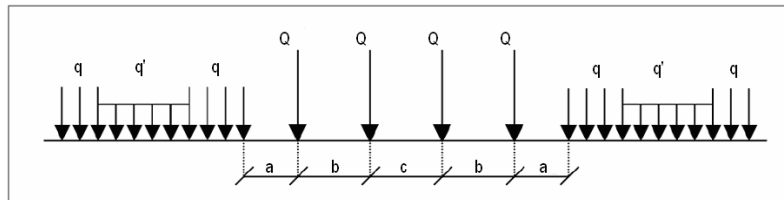


Figura 5.14 – Características gerais do trem-tipo de ponte ferroviária – NBR 7189/85

Onde:

Q = Carga concentrada por eixo;

q = Carga distribuída linearmente na via férrea;

q' = Carga distribuída linearmente no passeio.

Tabela 5.4 - Valor das constantes apresentadas da Figura 5.13

TB	Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,0	2,0	2,0
270	270	90	15	1,0	2,0	2,0
240	240	80	15	1,0	2,0	2,0
170	170	25	15	1,0	2,5	5,0

Na “Ponte da Barra”, foi utilizado como carga móvel, o trem tipo TB 240.

5.3.6. Impacto vertical - efeitos da ação dinâmica

Segundo PFEIL (1983), com a movimentação das cargas úteis sobre as pontes, as solicitações, provocadas pelos seus respectivos pesos, são acrescidas de efeitos dinâmicos, geralmente

denominados efeitos de impacto. Nas pontes ferroviárias, o impacto é provocado pela ação dinâmica do deslocamento das cargas; pelas irregularidades nos trilhos e nas rodas; inclinação lateral variável das locomotivas e vagões e pelas forças de inércia das rodas motoras. O efeito do impacto é representado por um coeficiente multiplicador, denominado coeficiente de impacto (φ).

Também pode ser visto que a ação dinâmica é mais acentuada em pontes metálicas do que em pontes de concreto (maior a carga permanente), e por outro lado constata-se que o efeito dinâmico é maior em pontes ferroviárias (maior carga móvel) do que em pontes rodoviárias (CATAI, 2005).

De acordo com a NBR 7187 (2003) o coeficiente de impacto deve ser determinado da seguinte maneira:

$$\varphi = 0,1\%(1600 - 60\sqrt{l} + 2,25l) \geq 1,2 \quad (5.1)$$

Onde:

l representa o vão em metros. Em caso de vigas em balanço, o valor de l a ser empregado na expressão, corresponde a duas vezes o comprimento da mesma. Em elementos contínuos, cada tramo terá seu coeficiente de impacto em função de seu respectivo vão teórico. Sendo assim, para a Ponte da Barra que possui um vão teórico de 21 m, foi utilizado $\varphi = 1,37$.

5.3.7. Impacto lateral (Fh)

Segundo CATAI (2005), o impacto lateral é considerado em pontes ferroviárias, visto que o trem possui movimento não retilíneo, e devido a presença de folgas entre o friso das rodas e o trilho, ocorrem choques entre si.

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. Os valores desta força estão representados na Tabela 5.5

Tabela 5.5 - Valores do impacto lateral para as quatro categorias de trens-tipo

TB	360	270	240	170
Fh (kN)	72	54	48	34

A Figura 5.15 ilustra o posicionamento desta força na posição mais desfavorável.

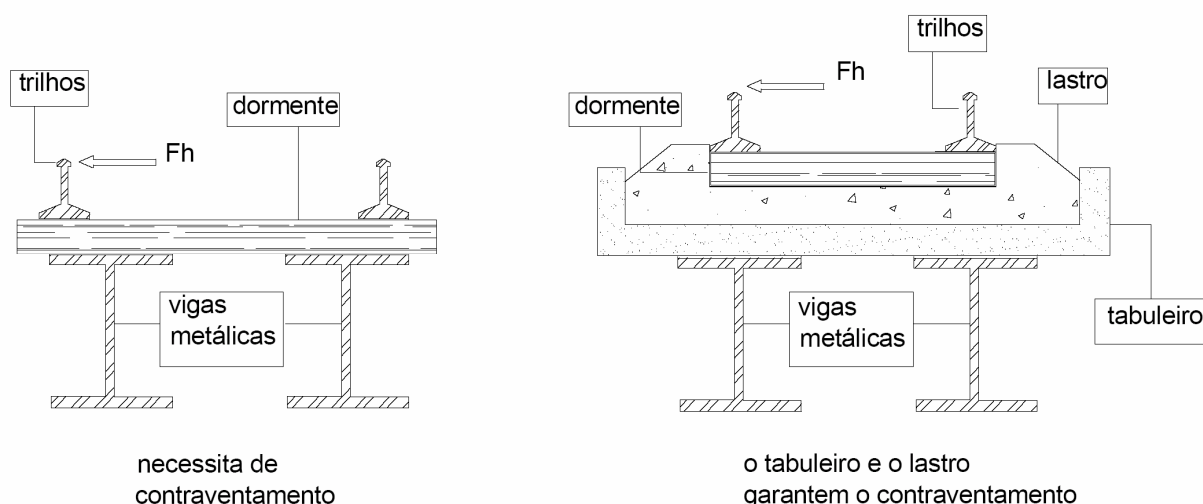


Figura 5.15 – Posicionamento da força devido ao impacto lateral (CATAI, 2005)

5.3.8. Força centrífuga (F_c)

Segundo PFEIL (1983), a força centrífuga é aplicada em pontes ferroviárias em curva, no entanto, não se soma o efeito de força centrífuga ao impacto lateral, devendo considerar dentre as duas, apenas a que produzir o efeito mais desfavorável à estrutura. Para efeito de cálculo, a força centrífuga (F_c) é considerada no centro de gravidade do trem, suposto 1,60m acima do topo do trilho, com valor calculado em porcentagem da carga móvel atuante acrescida de impacto, dada pelas equações 5.2 a 5.5. A força centrífuga

Pontes ferroviárias destinadas a linhas de bitola larga (1,60m).

$$r \leq 1000m \quad F_c = 12\% \quad (5.2)$$

$$r > 1000m \quad F_c = \frac{1200}{r} \% \quad (5.3)$$

Pontes ferroviárias destinadas a linhas de bitola métrica (1,00m).

$$r \leq 600m \quad Fc = 8\% \quad (5.4)$$

$$r > 600m \quad Fc = \frac{4800}{r} \% \quad (5.5)$$

Onde:

r = raio da curva da ponte (em metros).

Em virtude da dificuldade de aplicação desta carga 1,60 m acima do topo de trilho, na prática admite-se que a força centrífuga seja uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura, com a mesma intensidade calculada pelas equações 5.2 a 5.5, porém neste caso é acrescido o momento fletor, resultante da multiplicação do braço de alavanca com a força centrífuga.

Sendo assim, para a “Ponte da Barra” que possui uma curva com bitola métrica e $r = 169m$, foi utilizado $Fc = 8\%$ do carregamento móvel.

5.3.9. Força longitudinal (Fl)

A Norma NBR 7187 (2003) prevê a consideração da força longitudinal que é provocada por frenagem ou aceleração da locomotiva sobre os trilhos, sendo aplicada sem efeito de impacto no topo do trilho.

Para o cálculo da força longitudinal é considerada 15% da carga móvel ou 25% da soma dos eixos motores, o que for mais desfavorável.

Em virtude do carregamento aplicado, foi mais desfavorável considerar 15% da carga móvel, gerando uma carga longitudinal de 300 kN.

5.3.10. Ação do vento

A NBR 7187 (2003), não tem um procedimento específico para a consideração da ação do vento, apenas recomenda que esta ação seja determinada segundo a norma brasileira NBR 6123 (1988), referente a Ação do Vento em Edifícios. Levando-se em consideração a elevada discrepância entre a geometria da ponte e dos edifícios, este trabalho adotou as

recomendações da antiga NB-2 (1961), onde a ação de vento é considerada uniformemente distribuída, horizontalmente e normal ao eixo da ponte. Esta norma também prevê a aplicação da ação do vento em duas situações:

- Ponte descarregada, neste caso considera-se como superfície de incidência do vento a projeção da estrutura sobre o plano normal à direção do vento, onde é aplicado uma carga distribuída de $1,5 \text{ kN/m}^2$.
- Ponte carregada, deste caso deve ser acrescido à superfície de incidência do vento um painel de 3,5m, referente a incidência do vento na lateral da composição férrea. a carga distribuída para esta situação é de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Os valores calculados para a “Ponte da Barra” estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Valores da ação do vento para a “Ponte da Barra”.

Solicitação oriundo do vento		
	Ponte Carregada (kN/m^2)	Ponte Descarregada (kN/m^2)
Banzo Superior	4,06	0,56
Banzo Inferior	0,84	0,56

A Figura 6.14 ilustra a ação do vento na ponte.

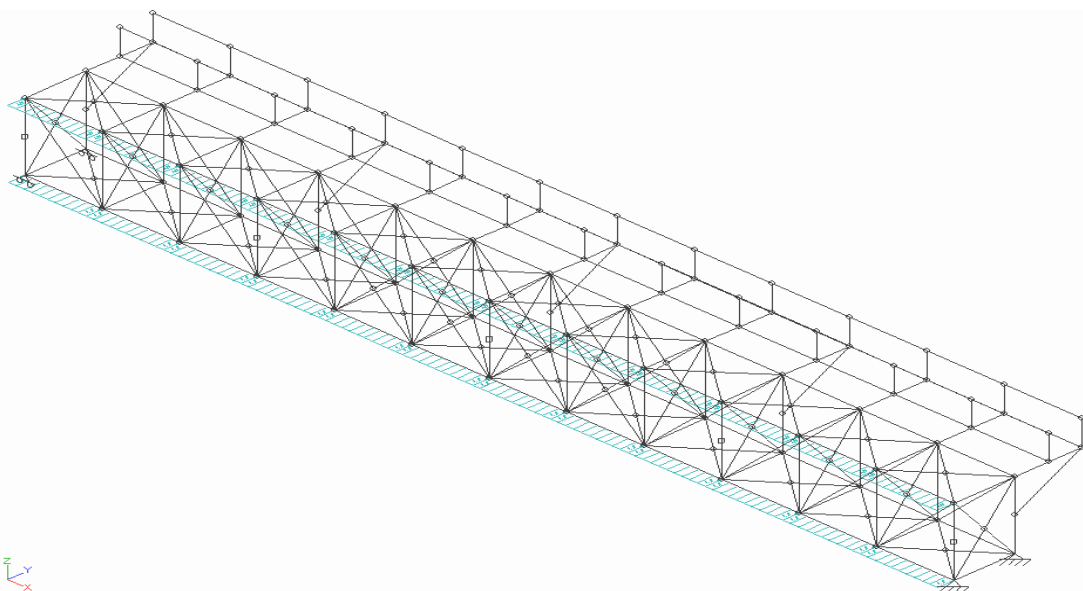


Figura 5.16 - Aplicação da ação do vento na estrutura da “Ponte da Barra” (carga horizontal de vento aplicada nos banzo superior e no Banzo inferior)

5.3.11. Deslocamento da carga móvel

O efeito do carregamento móvel foi simulado aplicando o trem-tipo (TB-240 NBR 7189), em 13 posições, com espaçamentos de 1,75m um do outro. Desta forma a primeira carga do trem tipo é aplicada no nó que contempla o contraventamento lateral. O diagrama da Figura 6.15 ilustra o posicionamento do trem-tipo ao longo da ponte.

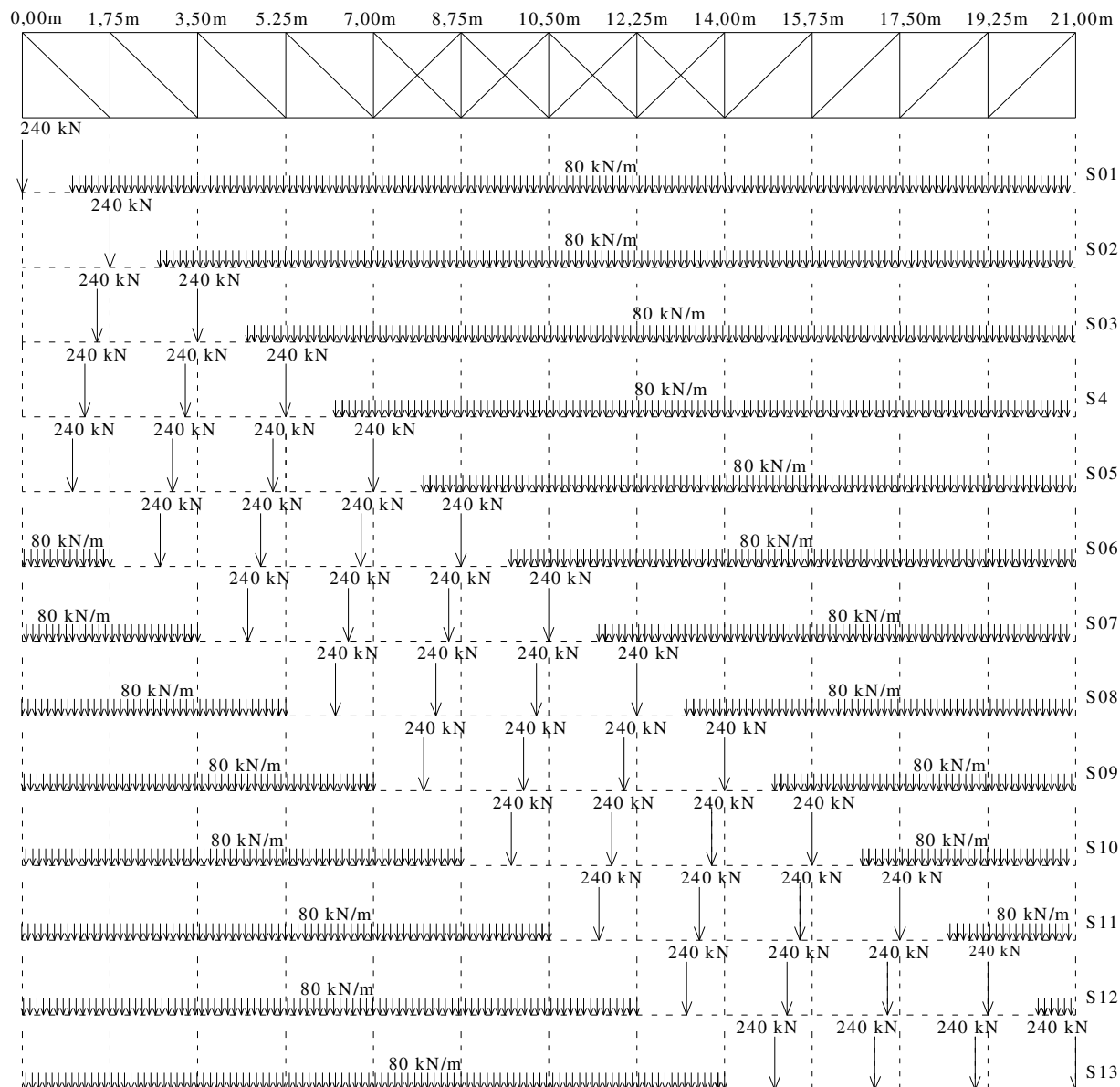


Figura 6.15 – Deslocamento da carga móvel ao longo do comprimento da ponte (trem-tipo TB-240 NBR 7189).

6 -RESULTADOS E DISCUSSÕES

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

6.1. Inspeção das Pontes da Ferrovia Turística Cultural Entre Ouro Preto e Mariana/MG

Neste item apresentam-se as fichas de Inspeção Cadastral das pontes contidas no trecho ferroviário em estudo. Deu-se maior ênfase às pontes denominadas “Ponte da Estação de Ouro Preto” e “Ponte da Barra”, uma vez que estas obras apresentaram maior número de detalhes construtivos. Para os outros dois pontilhões e o Viaduto de Mariana, foram apresentados apenas os trechos mais importantes da ficha de Inspeção Cadastral. Estas estruturas são facilmente representadas pelos desenhos arquitetônicos.

O trabalho de inspeção foi complementado por vasto registro fotográfico, conforme previsto no Capítulo 5, além do levantamento minucioso das características geométricas das pontes, que foram reproduzidas em desenhos feitos em ambiente CAD.

6.2.Cadastro das O.A.E.s da Ferrovia Turística Cultural

Para a elaboração dos relatórios de cadastro das pontes pertencentes à ferrovia em estudo, foram consultados arquivos e documentos antigos referentes à construção da ferrovia. Neste sentido as cadernetas manuscritas e as missivas pertencentes à coleção Caetano Lopes Jr., engenheiro responsável pela construção da ferrovia em foco, forneceram muitas informações pertinentes à construção das pontes e dos desafios técnicos e administrativos ocorridos durante a construção do citado trecho da ferrovia. Os levantamentos realizados “in loco” das características geométricas das pontes, e relatórios gentilmente cedidos pela Companhia Vale do Rio Doce, completaram as pesquisas para efetuar o cadastro das pontes.

6.3. Patologias nas O.A.E.s da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG

A corrosão foi o principal fator patológico na maioria das O.A.E.s. estudadas; no entanto os níveis de corrosão encontrados não foram suficientes para causar danos estruturais. O produto de corrosão mostra-se aderente e estável, o que de certa maneira foi suficiente para proteger a

estrutura, contra intempéries.

Quadro mais grave de corrosão somente foi encontrado na “Ponte da Estação de Ouro Preto”, onde nesta ponte os elementos estruturais dos encontros ficaram por longo período de tempo parcialmente enterrado, neste caso a terra e a matéria orgânica sobre a superfície do metal retêm umidade, o que acelera o fenômeno da corrosão. Este fato acarretou a esta parte da estrutura uma corrosão muito superior às demais, observando inclusive a perfuração da chapa que formava a mesa superior do perfil.

Quanto à corrosão por frestas, ouve um bom comportamento das estruturas em relação a este tipo de corrosão. Nos poucos casos observados, não houve danos consideráveis aos elementos estruturais. A justificativa para este fato pode ser encontrada no tipo de ligação, onde não há acúmulo de água entre os elementos estruturais; as chapas “gusset” utilizadas nas ligações são dispostas de forma a evitar o acúmulo de água. Também a atmosfera local amena contribuiu para este fato.

Em termos mecânicos, foi observado na “Ponte da Barra” flambagem global de montantes, além do rompimento por tração de uma diagonal. Também observou afrouxamento de rebites nas duas pontes que utilizavam este tipo de ligação, a “Ponte da Estação de Ouro Preto” e a “Ponte da Barra”, ambas em Ouro Preto/MG; as ligações afetadas por este problema foram restauradas com parafusos em substituição aos rebites danificados.

Nos outros dois pontilhões e no “Viaduto de Mariana”, além de pequenas deteriorações provocadas pela corrosão, foi constatado pela equipe de inspeção que estas estruturas não apresentavam aparelho de apoio. Este tipo de ponte, onde as vigas longitudinais se apóiam diretamente na cabeceira, constitui uma concepção estrutural não aceitável para os padrões atuais, pelo fato de ocorrer transmissão de momento fletor entre as vigas longitudinais e os encontros da ponte.

6.4. Inspeção Realizada na PEOP (Ponte da Estação de Ouro Preto/MG - km 0,0)

Apesar desta ponte ser a mais antiga dentre as pontes do trecho ferroviário em estudo, os relatórios de inspeção apontam para uma estrutura em bom estado de conservação, dispensando reforço estrutural e maiores intervenções. As fichas cadastrais foram preenchidas de acordo com as recomendações contidas no Anexo “A” deste trabalho.

6.4.1. Ficha de Inspeção Cadastral da PEOP

Os resultados da Inspeção Cadastral para esta ponte estão apresentados na Tabela 6.1, preenchida conforme Anexo A.

Tabela 6.1 - Ficha de Inspeção Cadastral da PEO

1 DADOS BÁSICOS	
IDENTIFICAÇÃO / LOCALIZAÇÃO / JURISDIÇÃO	
Data: ____ / ____ / ____	
OAE: Código: OAE-FTCOM-KM0-0 Nome / Referência: Ponte da Estação de Ouro Preto / Corrego do Funil	
Tipo de Estrutura: Código TS-17 Natureza da Transposição: Código NT-1 Sistema Construtivo: Código SC-8	
(VEDE TABELA 2.A) (VEDE TABELA 4.A) (VEDE TABELA 3.A)	
Malha: Centro - Leste Ferrovia: Central do Brasil Ramal: Ponte Nova UF: MG	
Trecho: Ouro Preto - Mariana Localização (km): 0,00 Cidade Prox.: Ouro Preto	
ADMINISTRAÇÃO	
Administrador: <input type="checkbox"/> RFFSA <input checked="" type="checkbox"/> CONCESSÃO <input type="checkbox"/> OUTROS	
Nome: FCA (Ferrovia Centro Atlântica S.A.)	
(para o caso concessão / outros)	
PROJETO / CONSTRUÇÃO	
Projetista: Desconhecido Ano da Construção: 1888	
Construtor: Desconhecido Arquivo: PRO.OPM.PT.00.02 Trem-Tipo Classe: TR 140 (Atual)	
GEOMETRIA	
Comprimento (m): 24,00 Largura (m): 4,20 Altura (m): 3,50 Nº de vãos: 1 Comp. Dos Vãos (m) Vão único de 24 m	
Altura da Viga no Apoio (m): 0,24 Altura da Viga no Vão (m): 3,50 Altura Máxima de Pilar (m): 1,60 Comprimento do Vão Maior (m): 24,00	
Comentários:	
2 DADOS SOBRE CARACTERÍSTICAS FUNCIONAIS	
CARACTERÍSTICAS PLANI-ALTIMÉTRICAS	
Região: <input checked="" type="checkbox"/> PLANA <input type="checkbox"/> ONDULADA <input type="checkbox"/> MONTANHOSA Greide: Rampa Máxima (%): zero	
Traçado: <input checked="" type="checkbox"/> TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVO Raio (m): Traversia: <input type="checkbox"/> ORTOGONAL <input checked="" type="checkbox"/> ESCONSA	
CARACTERÍSTICAS DA VIA	
Bitola da via (m): 1,00 (Métrica) Trilho: <input checked="" type="checkbox"/> Simples <input type="checkbox"/> Duplo	
Nº de vias: 1 (uma) Dormente: <input checked="" type="checkbox"/> Madeira <input type="checkbox"/> Metal <input type="checkbox"/> Concreto	
Estrado: <input type="checkbox"/> Sup. <input checked="" type="checkbox"/> Inf. Em Atividade: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO	
Drenos: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	
Tubulação de Utilidade Pública: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO	
GABARITOS	
Para Viaduto: Horizontal (m): Vertical (m):	
Para Ponte s/ Rio Navegável: Horizontal (m): 22,70 Vertical (m): 5,00	
Proteção dos Pilares Contra Choque de Embarcação? <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO	
ACESSO	
Viaduto de Acesso: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO Nº de vãos: Comp. Dos Vãos (m)	
Tipo de Estrutura: Código Natureza da Transposição: Código Sistema Construtivo: Código	
PEDESTRE:	
Passarela de Pedestre: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO Nº de vãos: 6 (seis) Comp. Dos Vãos (m) todos com 3,60	
Tipo de Estrutura: Código TS-3 Natureza da Transposição: Código NT-6 Sistema Construtivo: Código SC-12	
TRÁFEGO	
Característica do Tráfego: <input checked="" type="checkbox"/> Ferroviário <input type="checkbox"/> Rodoferroviário Nº de Composições/Dia (Média): Ponte desativada	
Comentários:	

3 CARACTERÍSTICA ESTRUTURAL

MATERIAIS / SEÇÃO TIPO

COMPONENTE	MATERIAL (CÓDIGO) (VER TABELA 5.A)	SEÇÃO TIPO (CÓDIGO) (VER TABELA 6.A)
ESTRADO	AC	VT
VIGAS PRINCIPAIS	AC	VT
PILARES	PD	2CI
FUNDAÇÕES	IG	IG

TABELA 1.A - TIPOS DE APARELHOS DE APOIO

Cód.	Descrição
FR	Freyssinet
NP	Neoprene
TF	Teflon
CH	Placa de Chumbo
RM	Rolo Metálico
AM	Articulação Metálica
PD	Pêndulo
LP	Ligação Pórtico
TE	Tipo Especial
NI	Não Informado

Aparelhos de Apoio (Ver Tabela 3)

Local →	Ponte met. / Encontro					
Tipo →	RM					

Comentários:

4 INTERVENÇÕES

MANUTENÇÃO

Manutenção Anterior: ☐ SIM ☒ NÃO Data (última manutenção): ____ / ____ / ____

Comentários:

REFORMA

Reforma Anterior: ☐ SIM ☒ NÃO Substituição de Meios de Ligação: ☐ SIM ☒ NÃO

Modificação estrutural: ☐ SIM ☒ NÃO Substituição de Elementos estrutural: ☐ SIM ☒ NÃO

Comentários:

5 OUTROS ASPECTOS

PARTICULARIDADES

Desnível Máx. entre Greide e Terreno: _____ m
 Lâmina D'água: Normal: 0,50 m na Cheia: 2,00 m
 O Meio Ambiente é Agressivo? ☐ SIM ☒ NÃO
 A Seção de Vazão é Adequada? ☒ SIM ☐ NÃO
 Existe Drenagem no interior do caixão? ☐ SIM ☐ NÃO
 As Fundações encontram-se em Solo Mole? ☐ SIM ☒ NÃO
 A vibração da Estrutura é Excessiva? ☐ SIM ☒ NÃO
 O Regime do Rio é Torrencial? ☐ SIM ☐ NÃO
 O Leito do Rio é Erodível? ☐ SIM ☒ NÃO
 Estado de Conservação: ☐ Boa ☒ Regular ☐ Ruim

INSPEÇÃO ROTINEIRA (PARÂMETROS DE PLANEJAMENTO):

Melhor Época para Vistorias: Acessível em qualquer época do ano
 Periodicidade: ☐ Normal (2 anos) ☐ Reduzida (1 ano) ☐ Dilatada (4 anos) ☒ Especial: 3 anos
 Acesso Direto: ☒ Sim ☐ Não Equipamento Especial: ☐ Sim ☒ Não

Comentários:

6.4.2. Detalhamento arquitetônico e estrutural da PEOP

Para melhor compreender a geometria desta estrutura, foi feito um levantamento minucioso das características geométricas desta ponte, onde os detalhes da seção transversal estão apresentados nas Figuras 6.1 e 6.2.

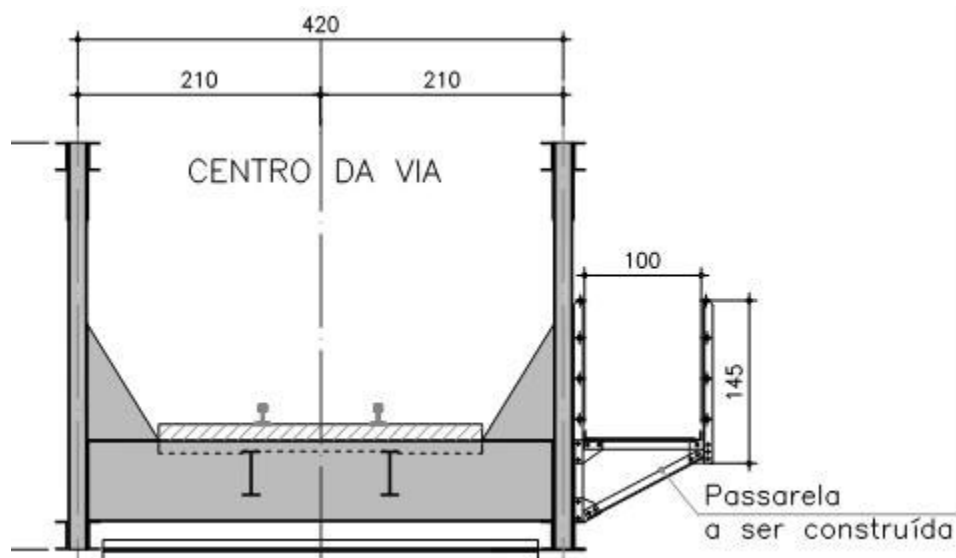


Figura 6.1 - Seção transversal típica no meio do vão da PEOP

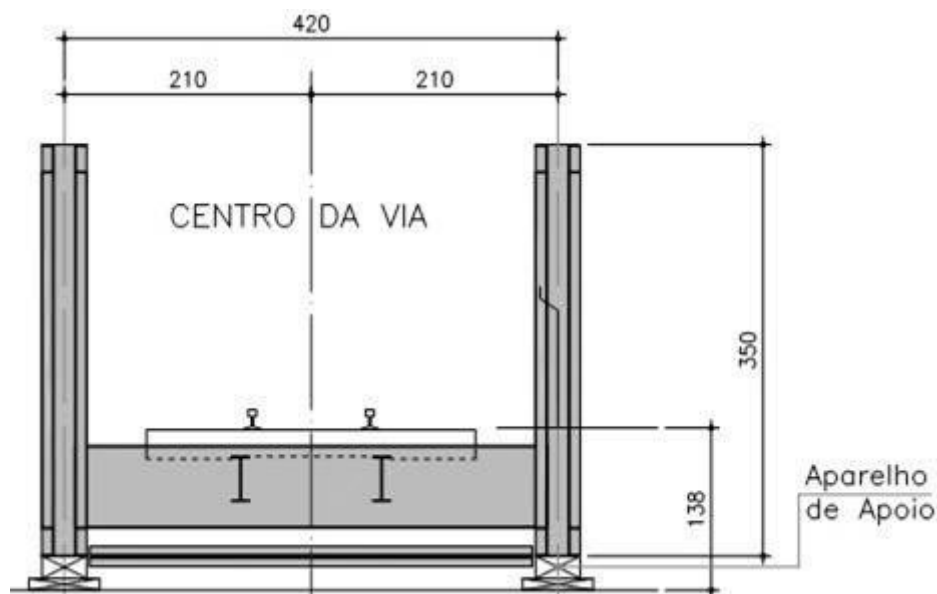


Figura 6.2 - Seção transversal típica nos encontros da "PEOP"

A Figura 6.3 ilustra a planta baixa desta ponte, onde pode ser observada a geometria

trapezoidal na região dos apoios, em função do posicionamento do leito do rio. O corte longitudinal pode ser observado na Figura 6.4.

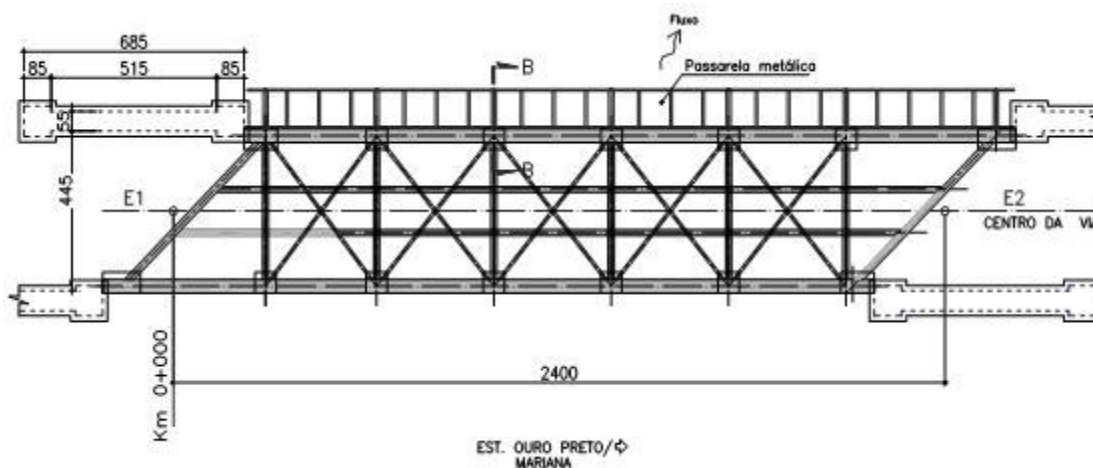


Figura 6.3 – Planta baixa da PEOP

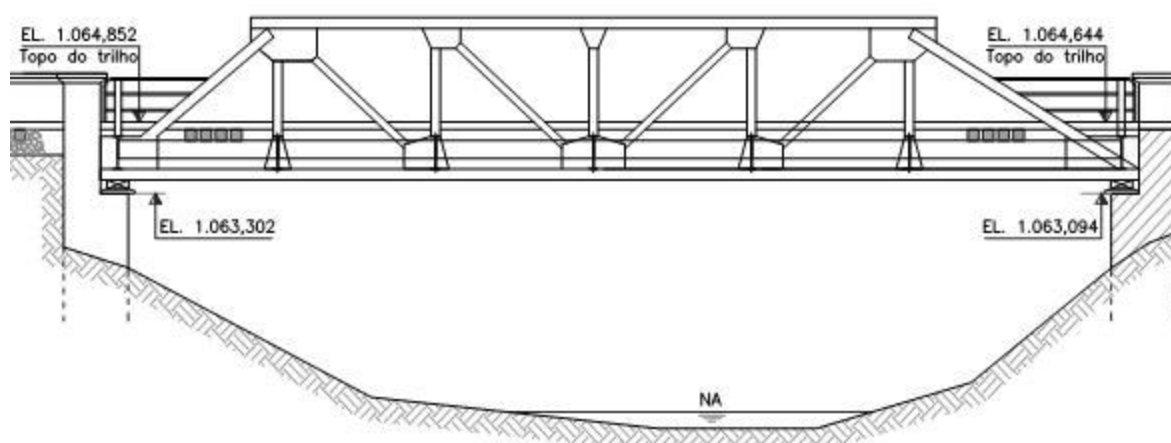


Figura 6.4 – Vista lateral da PEOP

6.4.3.Registro Fotográfico da PEOP

Segundo recomendação do DNIT (2004), o documentário fotográfico deve ser abrangente e completo: um mínimo de seis fotos deve registrar vista superior, vista inferior, vista lateral e detalhes de apoios, articulações, juntas, etc.; defeitos eventualmente encontrados em qualquer elemento estrutural devem ser cuidadosamente examinados e registrados para permitir avaliar suas causas. A Figura 6.5 ilustra a situação da ponte no ano de 2005, período da inspeção cadastral.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)

Figura 6.5 – Registro fotográfico da “Ponte da Estação” de Ouro Preto/MG (2005); (a) vista lateral; (b) vista frontal; (c) detalhe do pilar; (d) corrosão no aparelho de apoio; (e) detalhe do aparelho de apoio; (f) detalhes de ligação; (g) passarela de pedestre; (h) detalhe da ligação da diagonal com o montante; (i) corrosão na ligação do montante ao banzo superior; (j) fixação dos dormentes

6.5. Inspeção Realizada na PBOP (Ponte da Barra de Ouro Preto/MG - km 1,17)

O cadastro desta ponte segue os mesmos conceitos aplicados à ponte anterior.

6.5.1. Ficha de inspeção cadastral da “Ponte da Barra”

A Tabela 6.2 Apresenta a Ficha de Inspeção Cadastral para a Ponte da Barra (Ouro Preto/MG).

Tabela 6.2 - Ficha de Inspeção Cadastral Referente à Ponte da Barra

1 DADOS BÁSICOS

IDENTIFICAÇÃO / LOCALIZAÇÃO / JURISDIÇÃO		Data: 7/11/2005
OAE: Código: OAE-FTCOM- km 1,17 Nome / Referência: Ponte da Barra / Córrego do Funil		
Tipo de Estrutura: Código TS-17 (VEDE TABELA 2.A)	Natureza da Transposição: Código NT - 1 (VEDE TABELA 4.A)	Sistema Construtivo: Código SC-8 (VEDE TABELA 3.A)
Malha: Centro - Leste	Ferrovia: Central do Brasil	Ramal: Ponte Nova UF: MG
Trecho: Ouro Preto - Mariana		Localização (km): 1,17 Cidade Prox.: Ouro Preto
ADMINISTRAÇÃO		
Administrador: <input type="checkbox"/> RFFSA <input checked="" type="checkbox"/> CONCESSÃO <input type="checkbox"/> OUTROS		
Nome: FCA (Ferrovia Centro Atlântica S.A.)		
(para o caso concessão / outros)		
PROJETO / CONSTRUÇÃO		
Projetista: Caetano Lopes Junior		Ano da Construção: 1914
Construtor: Caetano Lopes Junior		Arquivo: PRO.OPM.PT.1.02 Trem-Tipo Classe: TR 140 (Atual)
GEOMETRIA		
Comprimento (m): 37,41 Largura (m): 1,40 Altura (m): 2,00 Nº de vãos: 3 Comp. Dos Vãos (m) 8,23 - 21,00 - 8,18		
Altura da Viga no Apoio (m): 2,00 Altura da Viga no Vão (m): 2,00 Altura Máxima de Pilar (m): 16,50 Comprimento do Vão Maior (m): 21,00		
Comentários:		

2 DADOS SOBRE CARACTERÍSTICAS FUNCIONAIS

CARACTERÍSTICAS PLANI-ALTIMÉTRICAS			
Região: <input type="checkbox"/> PLANA <input checked="" type="checkbox"/> ONDULADA <input type="checkbox"/> MONTANHOSA	Greide: Rampa Máxima (%): zero		
Traçado: <input type="checkbox"/> TANGENTE <input checked="" type="checkbox"/> CURVO	Raio (m): _____	Travessia: <input checked="" type="checkbox"/> ORTOGONAL <input type="checkbox"/> ESCONSA	
CARACTERÍSTICAS DA VIA			
Bitola da via (m): 1,00 (Métrica)	Trilho: <input type="checkbox"/> Simples <input checked="" type="checkbox"/> Duplo	Drenos: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	
Nº de vias: 1 (uma)	Dormente: <input checked="" type="checkbox"/> Madeira <input type="checkbox"/> Metal <input type="checkbox"/> Concreto	Tubulação de Utilidade Pública:	
Estrado: <input checked="" type="checkbox"/> Sup. <input type="checkbox"/> Inf.	Em Atividade: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO	<input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO	
GABARITOS			
Para Viaduto: Horizontal (m): _____ Vertical (m): _____		Para Ponte s/ Rio Navegável: Horizontal (m): 19,75 Vertical (m): 14,50	
Proteção dos Pilares Contra Choque de Embarcação? <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO			
ACESSO			
Viaduto de Acesso: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO		Nº de vãos: 2 extremidades Comp. Dos Vãos (m) 8,23 - 8,18	
Tipo de Estrutura: Código ST - 1	Natureza da Transposição: Código NT - 5	Sistema Construtivo: Código SC - 1	
PEDESTRE:			
Passarela de Pedestre: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO		Nº de vãos: 22 Comp. Dos Vãos (m) todos com 1,75	
Tipo de Estrutura: Código TS - 3	Natureza da Transposição: Código NT - 6	Sistema Construtivo: Código SC - 12	
TRÁFEGO			
Característica do Tráfego : <input checked="" type="checkbox"/> Ferroviário <input type="checkbox"/> Rodoferroviário		Nº de Composições/Dia (Média) : Ponte desativada	
Comentários:			

3 CARACTERÍSTICA ESTRUTURAL

MATERIAIS / SEÇÃO TIPO

COMPONENTE	MATERIAL (CÓDIGO) (VER TABELA 5.A)	SEÇÃO TIPO (CÓDIGO) (VER TABELA 6.A)
ESTRADO	AC	VT
VIGAS PRINCIPAIS	AC	VT
PILARES	PD	2CI
FUNDAÇÕES	IG	IG

TABELA 1.A - TIPOS DE APARELHOS DE APOIO

Cód.	Descrição
FR	Freyssinet
NP	Neoprene
TF	Teflon
CH	Placa de Chumbo
RM	Rolo Metálico
AM	Articulação Metálica
PD	Pêndulo
LP	Ligação Pórtico
TE	Tipo Especial
NI	Não Informado

Aparelhos de Apoio (Ver Tabela 1.A)

Local	→	ponte metálica / pilar	viaduto / encontro	Viaduto / pilar			
Tipo	→	AM	NI	NI			

Comentários:

4 INTERVENÇÕES

MANUTENÇÃO

Manutenção Anterior: ☐ SIM ☒ NÃO Data (última manutenção): ____ / ____ / ____

Comentários:

REFORMA

Reforma Anterior: ☐ SIM ☒ NÃO Substituição de Meios de Ligação: ☐ SIM ☒ NÃO

Modificação estrutural: ☐ SIM ☒ NÃO Substituição de Elementos estrutural: ☐ SIM ☒ NÃO

Comentários:

5 OUTROS ASPECTOS

PARTICULARIDADES

Desnível Máx. entre Greide e Terreno: _____ m As Fundações encontram-se em Solo Mole? ☐ SIM ☒ NÃO

Lâmina D'água: Normal: 0,80 m na Cheia 2,50 m A vibração da Estrutura é Excessiva? ☐ SIM ☐ NÃO

O Meio Ambiente é Agressivo? ☐ SIM ☒ NÃO O Regime do Rio é Torrencial? ☐ SIM ☐ NÃO

A Seção de Vazão é Adequada? ☒ SIM ☐ NÃO O Leito do Rio é Erodível? ☐ SIM ☒ NÃO

Existe Drenagem no interior do caixão? ☐ SIM ☐ NÃO Estado de Conservação: ☐ Boa ☐ Regular ☒ Ruim

INSPEÇÃO ROTINEIRA (PARÂMETROS DE PLANEJAMENTO):

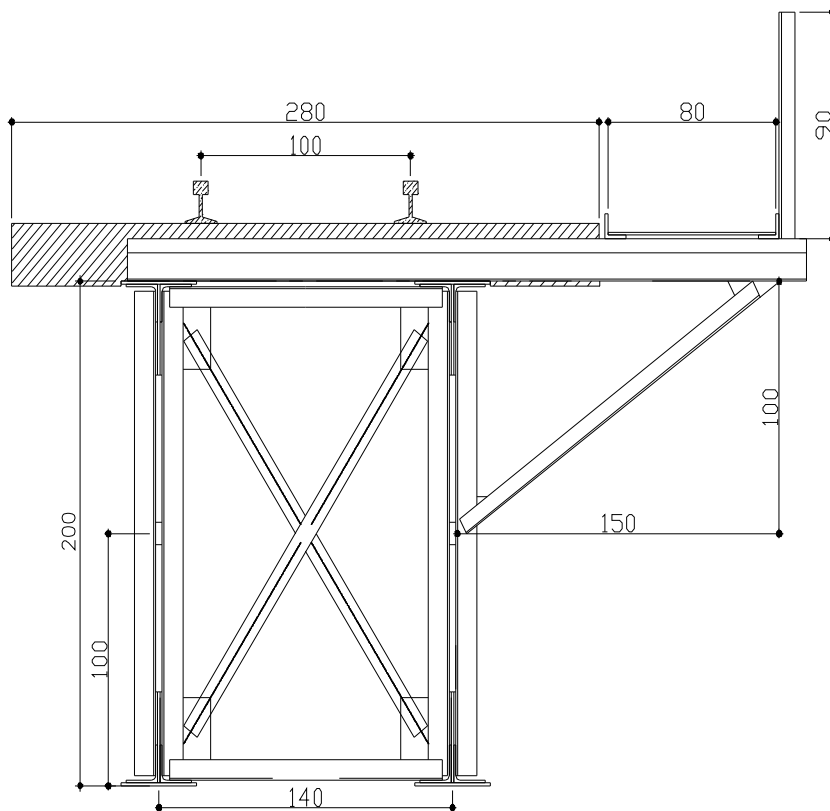
Melhor Época para Vistorias: Acessível em qualquer época do ano

Periodicidade: ☐ Normal (2 anos) ☐ Reduzida (1 ano) ☐ Dilatada (4 anos) ☒ Especial: 3 anos

Acesso Direto: ☒ Sim ☐ Não Equipamento Especial: ☐ Sim ☒ Não

Comentários:

O esquema estrutural da ponte foi desenhado com base nos levantamentos realizados em campo. As Figuras 6.6 a 6.11 ilustram os detalhes construtivos da obra.



Technical drawing of a reinforced concrete slab and beam cross-section. The slab is 280 units wide, with a central 100-unit wide section supported by two 42-unit high columns. The beam is 80 units wide. The slab is 42 units thick. The beam is 30 units wide. The slab is supported by four 30x42 concrete columns. The columns are labeled "Vigas de concreto (4X)".

130

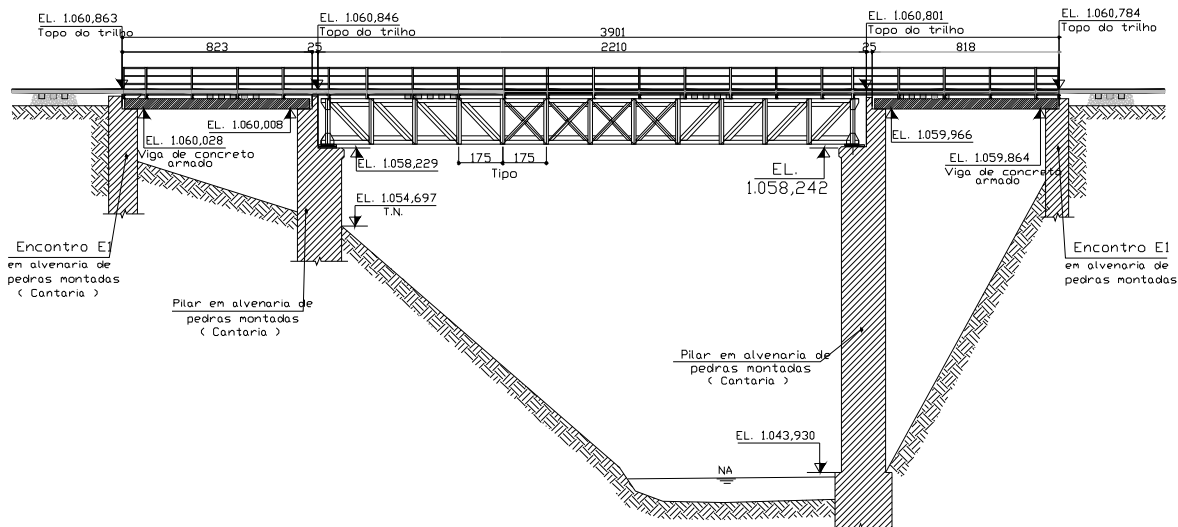


Figura 6.8 - Vista lateral da PBOP

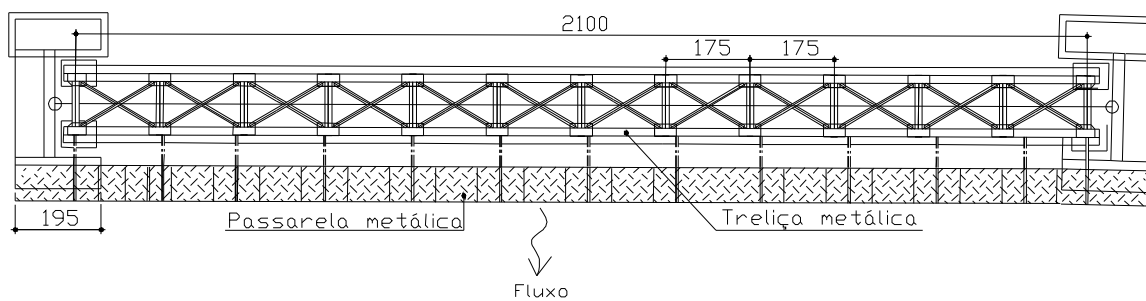


Figura 6.9 - Planta baixa da PBOP (Parte metálica)

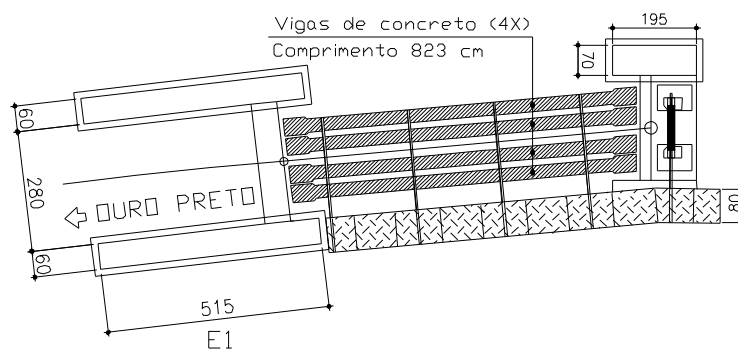


Figura 6.10 – Planta baixa do viaduto de acesso à PBOP (em concreto armado - sentido Ouro Preto/MG)

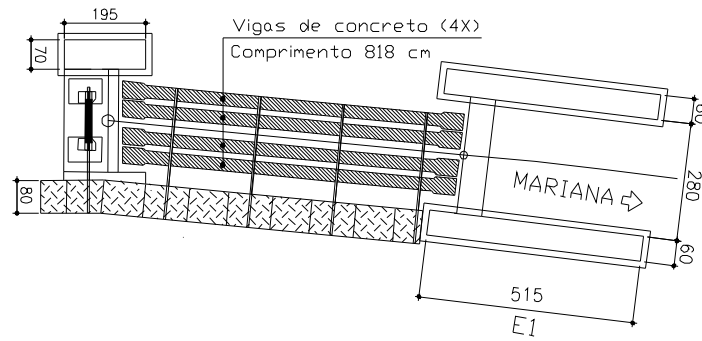


Figura 6.11 – Planta baixa do viaduto de acesso à PBOP (em concreto armado - sentido Mariana/MG)

6.5.3. Registro Fotográfico da PBOP

A Figura 6.12 compõe o documentário fotográfico da PBOP segundo recomendação do DNIT (2004).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)



(m)



(n)

Figura 6.12 – Registro fotográfico da “Ponte da Barra” de Ouro Preto/MG (2005); (a) vista lateral; (b) e (c) vista superior; (d) detalhe do acúmulo de matéria orgânica na ponte; (e) detalhe do aparelho de apoio; (f) detalhe da passarela de pedestre; (g) contraventamento vertical; (h) detalhe de ligação no banzo inferior; (i) rompimento da diagonal; (j) flambagem do Montante; (k) e (l) detalhes das vigas do viaduto de acesso; (m) e (n) detalhe de afrouxamento de rebites

Conforme descrito pelas Fichas de Inspeção Cadastral e Especial, foi constatado um quadro de instabilidade estrutural em virtude do rompimento de uma das diagonais tracionadas Figura 6.12 (i), e pela flambagem de dois montantes Figura 6.12 (j). A posição destes elementos estruturais danificados está indicada através de hachura na Figura 6.13.



Figura 6.13 – Representação esquemática do posicionamento dos elementos estruturais danificados na PBOP

Cabe ressaltar que a análise química e a obtenção das propriedades mecânicas do aço utilizado nesta construção foi realizada através de amostras retiradas nestes elementos estruturais danificados, que posteriormente durante a restauração foram substituídos. A utilização destes elementos substituídos foi em virtude da natureza destrutiva dos ensaios mecânicos empregados.

Os elementos retirados foram substituídos por elementos em aço ASTM A36. As “ligações dos novos elementos estruturais foram feitas com parafusos ASTM A325, com diâmetro variando de 16mm até 22mm. Os novos elementos foram submetidos a adequado tratamento anticorrosão e posteriormente pintados à cor da estrutura.

6.5.4.Ficha de inspeção especial da PBOP

A Tabela 6.3, apresenta um trecho da Inspeção Especial.

Tabela 6.3 – Inspeção Especial realizada na “Ponte da Barra” (Ouro Preto/MG)

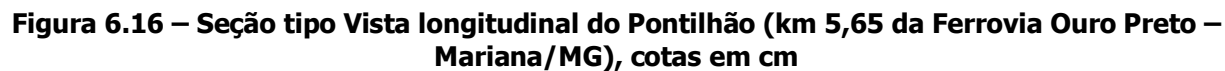
3. ESTRADO / SUPERESTRUTURA			NOTA TÉCNICA
Presença de Corrosão:	<input checked="" type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Red. Seção transversal: <input checked="" type="checkbox"/> Pouco <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Muito <input type="checkbox"/> Presença de furo
Local e Tipos: (Vide Tabela B1) → UNI - em todos os elementos estruturais, STS - localizada em uma das diagonais, inclusive com rompimento do elemento estrutural, ALV - no banzo superior.			
Defeito de Ligação:	<input checked="" type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Deslizamento de elemento de ligação: <input type="checkbox"/> Pouco <input type="checkbox"/> Muito <input type="checkbox"/> Colapso
Local e Tipos: (Tabela B3 ou B4) → RFX - ligação do banzo superior com o setimo montante.			
Estado de Conservação da pintura: (Tabela B2) →			
Fissura Fina:	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Trinca Exposta :	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Estricção Excessiva:	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Elemento Estrutural Rompido:	<input checked="" type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: Diagonal Tractionada (1x)
Flambagem Local de Elemento Estrutural :	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Flambagem Global de Elemento Estrutural:	<input checked="" type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: Montante próximo ao apoio (2x)
Deslocamento Exagerado de Viga principal:	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Falha na impermeabilização:	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Defeito em Junta de Dilatação:	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Acúmulo de Solo e Detritos	<input checked="" type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: Crescimento de vegetação no banzo inferior e encontros
Acúmulo de Água	<input type="checkbox"/> SIM	<input checked="" type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: Estabilidade estrutural comprometida devido o rompimento da diagonal tracionada no segundo trame, e pelos dois montantes com flambagem global.			

As ligações também sofreram danos, onde principalmente nas ligações dos painéis centrais da ponte foram observados casos de afrouxamento de rebites. Em virtude da localização destes rebites, estima-se que a causa mais provável seja pela intensa vibração da estrutura durante a passagem da composição férrea (Figuras 6.12-m e 6.12-n).

O aparelho de apoio apresentou bom estado de conservação, no entanto a falta de chumbadores coloca em risco a segurança da obra (Figura 6.12-e).

A passarela danificada também foi um ponto de preocupação em relação à segurança da ponte, uma vez que a estabilidade da mesma estava seriamente comprometida. Em virtude do risco de desmoronamento e pelo fato da mesma introduzir solicitações inadequadas aos montantes, no projeto de restauração da ponte, a antiga passarela foi demolida. A nova passarela projetada teve outro sistema estrutural onde o a mão francesa utilizada para sustentar a passarela foi apoiada na ligação do montante com o banzo inferior, e na extremidade da passarela.

O “Pontilhão do Quilometro 5” é uma obra pequena, projetada por Caetano Lopes Jr, em 1914. As dimensões do pontilhão estão apresentadas nas Figuras 6.14 a 6.16.



6.7. Vista longitudinal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm

O “Pontilhão do Quilometro 11” é uma obra pequena, projetada por Caetano Lopes Jr, em 1914. As dimensões do pontilhão estão apresentadas nas figuras 6.17 a 6.19.

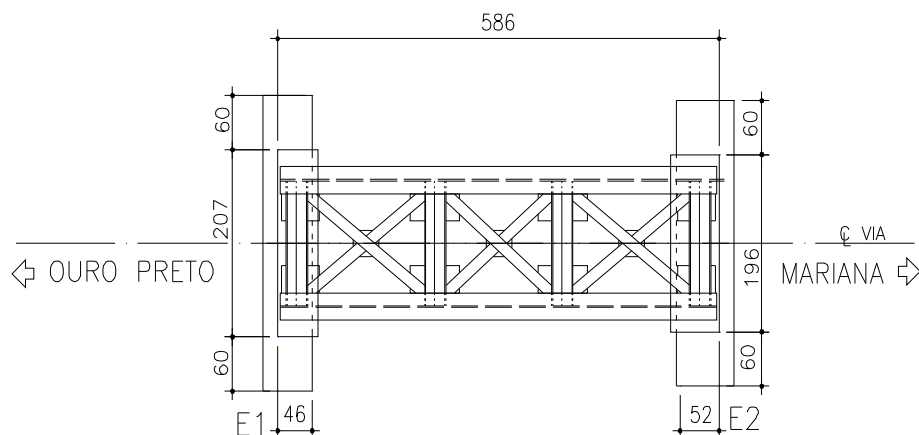


Figura 6.17 – Planta baixa do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm

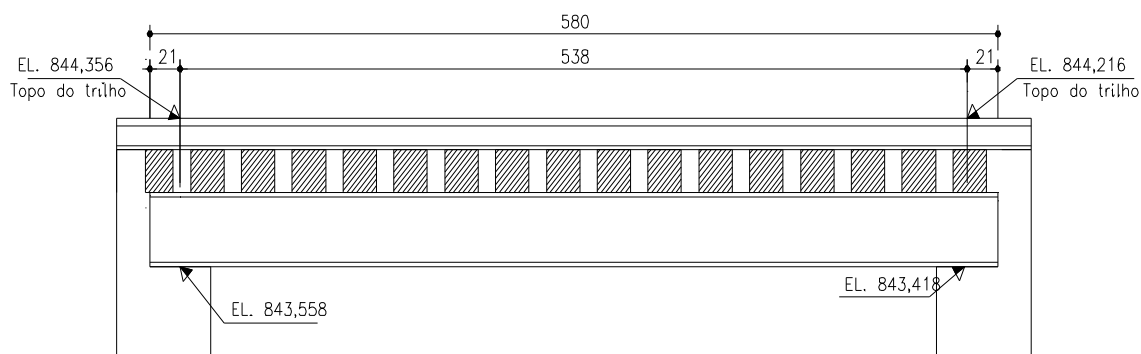


Figura 6.18 – Vista longitudinal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm

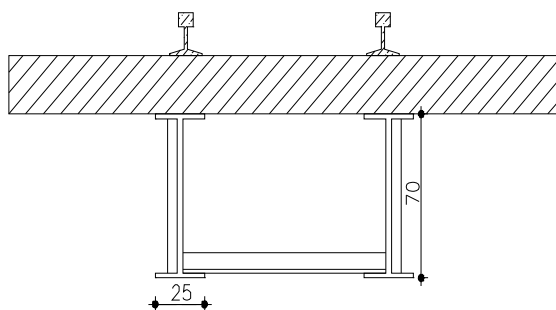


Figura 6.19 – Seção transversal do Pontilhão (km 11,30 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG), cotas em cm

6.8. Inspeção do Viaduto de Mariana (km 17,84 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)

O “Viaduto de Mariana” é uma obra que compõe o sistema viário da cidade de Mariana, e se tornou uma boa alternativa para que a composição férrea não atrapalhasse o trânsito no centro da cidade. Projetado por Caetano Lopes Jr, em 1914 este viaduto apresenta a particularidade de não apresentar aparelho de apoio.

6.8.1. Ficha de inspeção cadastral do Viaduto de Mariana/MG

A Tabela 8.4 apresenta parte da ficha de Inspeção Cadastral do “Viaduto de Mariana” onde são expostas as principais características.

Tabela 6.4 – Ficha parcial de Inspeção Cadastral do Viaduto de Mariana/MG

1 DADOS BÁSICOS	
IDENTIFICAÇÃO / LOCALIZAÇÃO / JURISDIÇÃO	
Data: 20 / 10 / 05.	
OAE: Código: OAE-FTCOM-KM0-0 Nome / Referência: Viaduto de Mariana / Centro da cidade de Mariana	
Tipo de Estrutura: Código TS-17	Natureza da Transposição: Código NT - 3
(VEDE TABELA 2.A)	(VEDE TABELA 4.A)
Sistema Construtivo: Código SC-8	(VEDE TABELA 3.A)
Malha: Centro - Leste	Ferrovia: Central do Brasil
Ramal: Ponte Nova	UF: MG
Trecho: Ouro Preto - Mariana	Localização (km): 17,30
Cidade Prox.: Mariana	
ADMINISTRAÇÃO	
Administrador:	<input type="checkbox"/> RFFSA <input checked="" type="checkbox"/> CONCESSÃO <input type="checkbox"/> OUTROS
Nome: FCA (Ferrovia Centro Atlântica S.A.)	
(para o caso concessão / outros)	
PROJETO / CONSTRUÇÃO	
Projetista: Caetano Lopes JR	Ano da Construção: 1888
Construtor: Caetano Lopes JR	Arquivo: PRO.OPM.PT.00.02 Trem-Tipo Classe: TR 140 (Atual)
GEOMETRIA	
Comprimento (m): 5,50	Largura (m): 4,0
Altura (m): 0,42	Nº de vãos: 1
Comp. Dos Vãos (m)	Vão único de 5,50 m
Altura da Viga no Apoio (m): 0,42	Altura da Viga no Vão (m): 0,42
Altura Máxima de Pilar (m): 3,00	Comprimento do Vão Maior (m): 5,50
CARACTERÍSTICAS DA VIA	
Bitola da via (m): 1,00 (Métrica)	Trilho: <input checked="" type="checkbox"/> Simples <input type="checkbox"/> Duplo
Nº de vias: 1 (uma)	Dormente: <input checked="" type="checkbox"/> Madeira <input type="checkbox"/> Metal <input type="checkbox"/> Concreto
Estrado: <input type="checkbox"/> Sup. <input checked="" type="checkbox"/> Inf.	Em Atividade: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO
Drenos: <input checked="" type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Tubulação de Utilidade Pública: <input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO
GABARITOS	
Para Viaduto:	Horizontal (m): 3,38 Vertical (m):
Para Ponte s/ Rio Navegável:	Horizontal (m): 22,70 Vertical (m): 5,00
Proteção dos Pilares Contra Choque de Embarcação?	<input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO
ACESSO	
Viaduto de Acesso:	<input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO
Nº de vãos:	Comp. Dos Vãos (m)
PEDESTRE:	
Passarela de Pedestre:	<input type="checkbox"/> SIM <input checked="" type="checkbox"/> NÃO
Nº de vãos:	Comp. Dos Vãos (m)
TRÁFEGO	
Característica do Tráfego :	<input checked="" type="checkbox"/> Ferroviário <input type="checkbox"/> Rodoferroviário
Nº de Composições/Dia (Média) :	Ponte desativada

6.8.2. Registro Fotográfico do Viaduto de Mariana/MG

A Figura 6.20 a 6.21 compõem o documentário fotográfico do “Viaduto de Mariana”.



Figura 6.20 – Vista lateral do viaduto



Figura 6.21 – Detalhe das vigas metálicas e do encontro sem aparelho de apoio

6.8.3. Detalhamento Arquitetônico e Estrutural

As Figuras 6.22 a 6.24 apresentam as dimensões do “Viaduto de Mariana”.

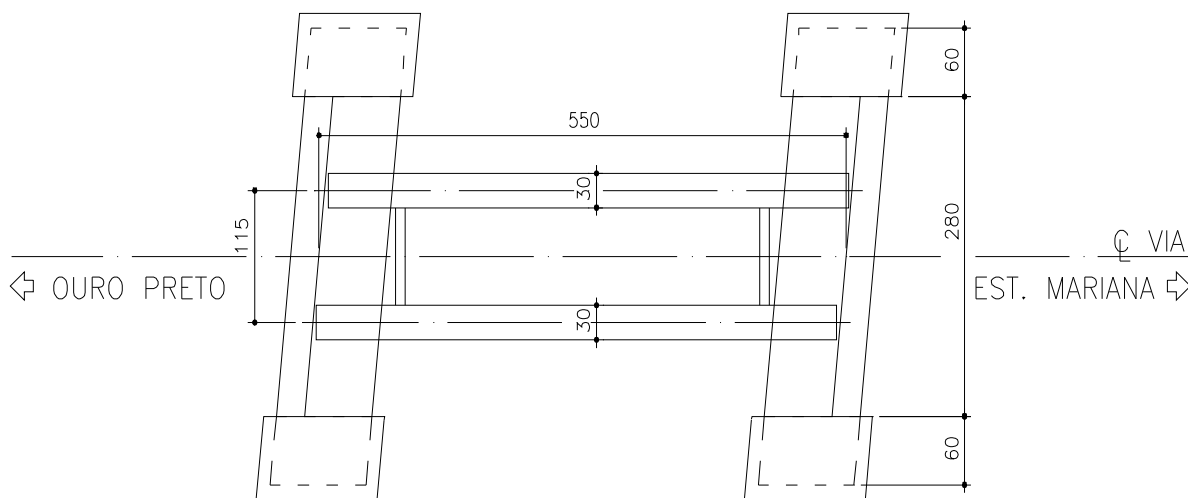


Figura 6.22 – Planta baixa do “Viaduto de Mariana”

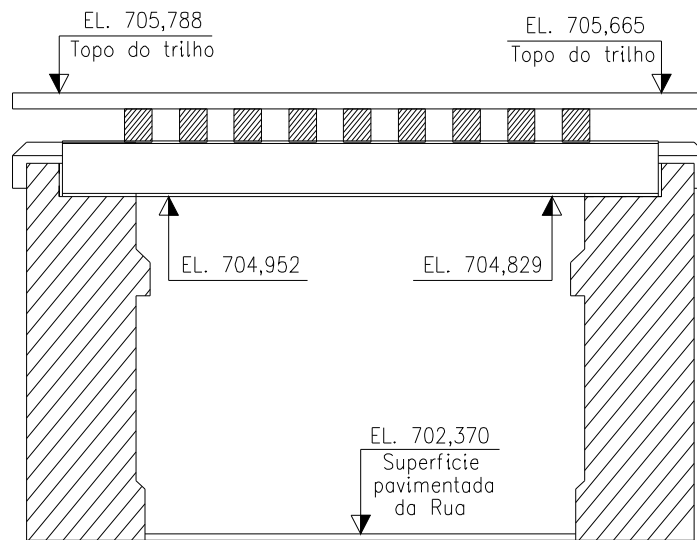


Figura 6.23 – Vista longitudinal do “Viaduto de Mariana”

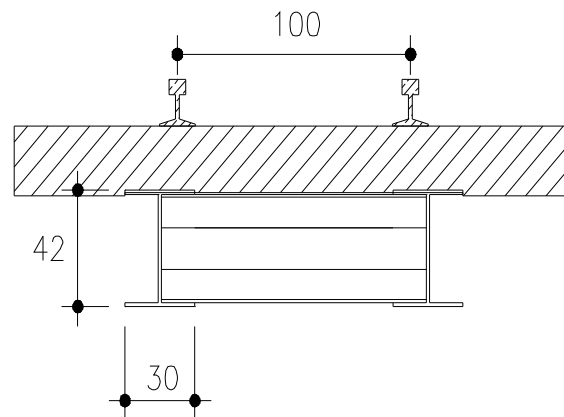


Figura 6.24 – Seção transversal do “Viaduto de Mariana”

6.9. Análise Numérico – Computacional da PBOP

A seguir serão apresentados os vários resultados obtidos e a comparação entre eles, onde foi realizada a análise numérica da “Ponte da Barra” para a situação antes e depois da construção do reforço estrutural. A descrição detalhada das modelagens, tanto em termos de geometria quanto dos vários estágios de carregamentos, já foi apresentada no capítulo 5.

A Figura 6.25 ilustra para os dois casos, o posicionamento das barras e a numeração dos nós na lateral na qual a passarela se apóia, e onde foram apresentados os valores máximos de

solicitações. Os elementos em vermelho representam as barras mais solicitadas.

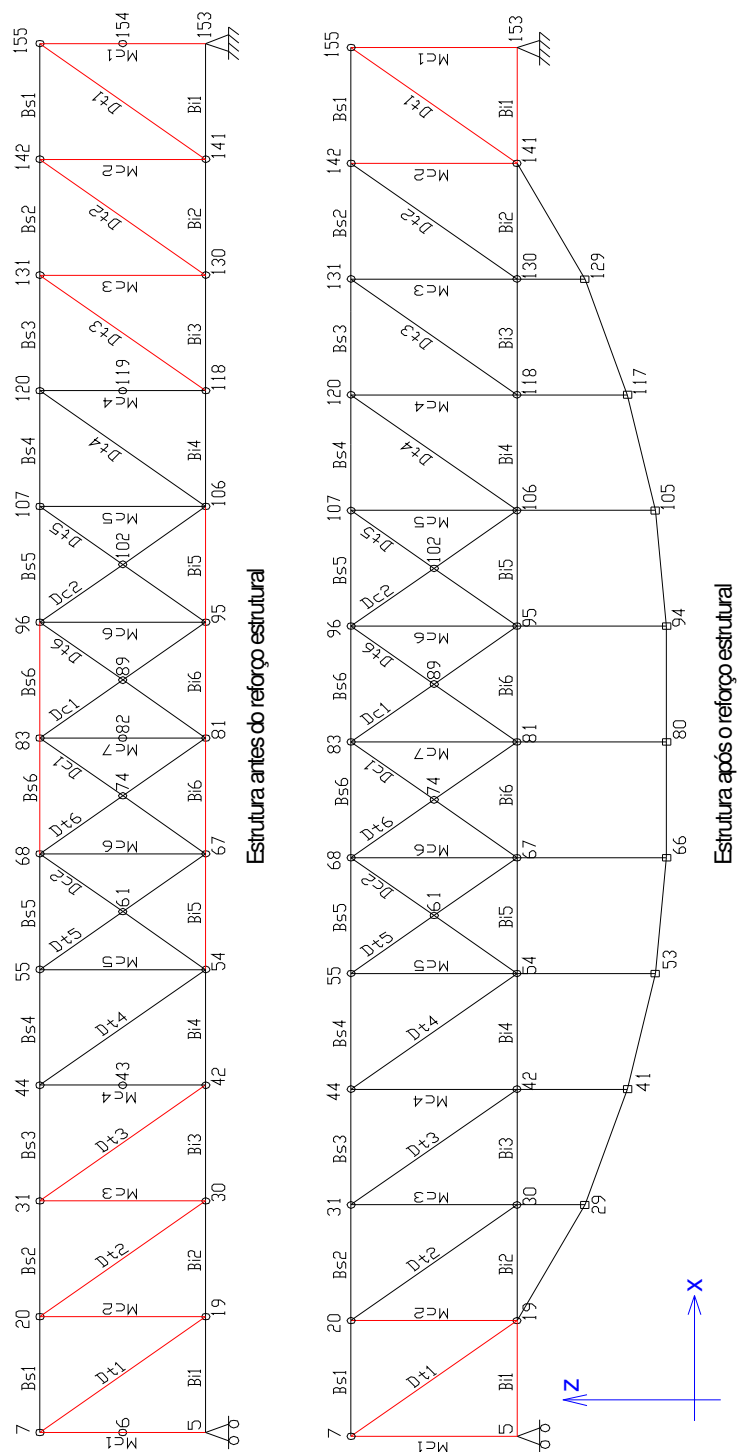


Figura 6.25 – Posicionamento dos elementos estruturais mais solicitados na PBOP, para as situações antes e após o reforço estrutural; análise numérico – computacional

6.9.1. Resultados obtidos para a estrutura antes da montagem do reforço estrutural

A análise realizada (conforme descrita no Capítulo 5) para a PBOP apontou as barras na região dos apoios como sendo as mais críticas. Este fato vem confirmar as observações feitas *in loco*, onde foi constatado o rompimento de uma diagonal tracionada no segundo tramo, e flambagem global do terceiro e quinto montantes. As Tabelas 6.5 a 6.11 apresentam os valores das solicitações extremas e a amplitude destas solicitações para as barras principais da PBOP antes da construção do reforço estrutural.

Onde:

N = Força Normal;

V_y = Força Cortante na direção y ;

V_z = Força Cortante na direção z ;

T_x = Momento Torçor no eixo x ;

M_y = Momento Fletor em relação ao eixo y ;

M_z = Momento Fletor em relação ao eixo z .

Tabela 6.5 – Solicitações extremas no montante Mc1 da PBOP (Vide Figura 6.25)


	Solicitações Extremas P/ Barra Mc-1 (4 L 80x80x9,7)					
	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$T_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_z(kN.m)$
COMB - 1	-56.260	-1,426	-0,401	-	0,379 -0,39	1.439
COMB - 2	-1026,470	24,873 -22,187	-8,903	$\pm 0,004$	7,327 -15,330	$\pm 25,136$
variação	970,210	47,060	8,502	0,008	22,657	50,270

Tabela 6.6 – Solicitações extremas no montante Mc2 da PBOP (Vide Figura 6.25)

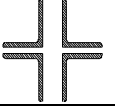
	Solicitações Extremas P/ Barra Mc-2 (4 L 80x80x9,7)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	-38,685	0,320 -2,256	-0,227	-	0,455	0,511 -0,641
COMB - 2	-813,032	6,452 -5,230	-6,880	-	13,759	10,459 -12,904
variação	731,315	11,582	6,653	-	13,304	23,363

Tabela 6.7 – Solicitações extremas no banco inferior Bi1 da PBOP (Vide Figura 8.47)

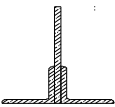
	Solicitações Extremas P/ Barra Bi-1 (T 357 x 105,83)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	3,440	0,346 -0,386	2,105 -1,845	±0,002	0,785 -1,545	0,078 -0,527
COMB - 2	-296,853	1,172 -1,549	24,574 -22,597	0,138 -0,140	16,102 -25,547	0,837 -1,874
variação	300,293	2,721	47,171	0,278	41,649	2,711

Tabela 6.8 – Solicitações extremas no banco inferior Bi6 da PBOP (Vide Figura 6.25)

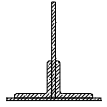
	Solicitações Extremas P/ Barra Bi-6 (T 367x132,23)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	115,942	-0,096	1,468 -0,798	-0,001	1,867	-0,416
COMB - 2	2352,882	2,208 -2,318	7,596 -9,525	0,112	48,488	2,474 -1,389
variação	2239,940	4,526	17,121	0,113	46,621	1,085

Tabela 6.9 - Solicitações extremas no banco superior Bs6 da PBOP (Vide Figura 6.25)

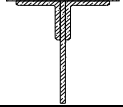
	Solicitações Extremas P/ Barra Bs-6 (T 367x132,81)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	-72,329	0,233 -0,056	1,576 -0,690	-0,012	-1,803	0,632
COMB - 2	-2096,403	3,191	-103,564	0,293	-71,889	5,279
variação	2024,074	3,247	104,254	0,305	70,086	4,647

Tabela 6.10 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

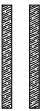
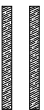
	Solicitações Extremas P/ Barra Dt-1 (2 CH 230x19,13)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	65,239	-	±0,327	-	0,217	-
COMB - 2	1256,679	-	±0,327	-	0,217	-
variação	1191,44	-	0,654	-	-	-

Tabela 6.11 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

	Solicitações Extremas P/ Barra Dt-2 (2 CH 210x16,65)					
	N(kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
COMB - 1	52,154	-	±0,286	-	0,190	-
COMB - 2	1080,805	-	±0,286	-	0,190	-
variação	1028,65	-	0,572	-	-	-

Os resultados dos deslocamentos estão apresentados na Tabela 6.12

Tabela 6.12 – Deslocamentos nominais para os nós do banzo superior da PBOP antes da construção do reforço estrutural (Vide Figura 6.25)

Deslocamento máximo						
	Nó 20/142	Nó 31/131	Nó 44/120	Nó 55/107	Nó 68/96	Nó 83
ux(m)	-0,0080	-0,0074	-0,0065	-0,0055	-0,0045	-0,0035
uy(m)	0,0037	0,0055	0,0071	0,0085	0,0095	0,0099
uz(m)	-0,0154	-0,0281	-0,0392	-0,0471	-0,0513	-0,0525
rot x(rad)	-0,0083	-0,0082	-0,0099	-0,0091	-0,0096	-0,0110
rot y(rad)	-0,0075	-0,0068	-0,0054	-0,0037	-0,0019	0,0003
rot z(rad)	-0,0010	-0,0010	-0,0009	-0,0007	-0,0005	-0,0004

6.9.2. Resultados obtidos para a estrutura após a montagem do reforço estrutural

Na modelagem da estrutura, após a montagem do reforço estrutural, foram utilizadas as mesmas condições de contorno e de carregamento aplicados à estrutura original. Os resultados obtidos para a análise da PBOP após o reforço estrutural estão apresentados nas Tabelas 6.13 a 6.19.

Para efeito de comparação, os resultados apresentados a seguir referem-se aos mesmos elementos estruturais apresentados para a ponte antes da construção do reforço estrutural.

Tabela 6.13 – Solicitações extremas no montante Mc1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

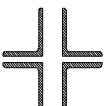
	Solicitações Extremas P/ Barra Mc-1 (4 L 80x80x9,7)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	-122,423	-2,506	0,231	-0,001	±0,230	±2,665
COMB - 2	-1130,461	±22,953	1,540	0,006 -0,005	1,701 -1,379	23,413 -22,494
variação	1008,038	45,906	1,309	0,007	3,080	45,907

Tabela 6.14 – Solicitações extremas no montante Mc2 da PBOP (Vide Figura 6.25)

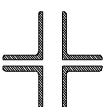
	Solicitações Extremas P/ Barra Mc-2 (4 L 80x80x9,7)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	-27,328	0,439	0,003	0,001	0,004	±0,879
COMB - 2	-365,965	6,452 -5,230	-6,880	-	13,759	10,459 -12,904
variação	338,637	11,682	6,883	0,001	13,755	23,363

Tabela 6.15 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

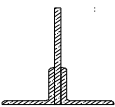
	Solicitações Extremas P/ Barra Bi-1 (T 357 x 105,83)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	-36,136	0,212	-8,138	-0,016	10,020	0,292
COMB - 2	-120,039	0,432	-65,631	-0,174	88,302	1,244
variação	83,903	0,220	57,493	0,158	78,282	0,952

Tabela 6.16 – Solicitações extremas no banzo inferior Bi6 da PBOP (Vide Figura 6.25)

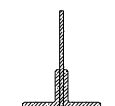
	Solicitações Extremas P/ Barra Bi-6 (T 367x132,23)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	35,181	-0,025	3,343	0,003	-1,387	-0,450
COMB - 2	-116,092	0,207	25,533 -4,626	-0,020	29,703 -12,997	±0,179
variação	80,911	0,232	30,159	0,023	42,700	0,629

Tabela 6.17 – Solicitações extremas no banzo superior Bs6 da PBOP (Vide Figura 6.25)

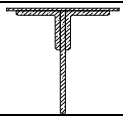
	Solicitações Extremas P/ Barra Bs-6 (T 367x132,81)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	-50,603	0,173	-1,681	-0,004	-1,516	0,813
COMB - 2	-1023,647	2,667 -0,833	45,474 -54,692	0,032	5,802 -19,199	2,635
variação	973,044	3,500	100,166	0,036	25,001	1,822

Tabela 6.18 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

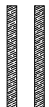
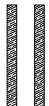
	Solicitações Extremas P/ Barra Dt-1 (2 CH 230x19,13)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	137,134	-	±0,327	-	0,217	-
COMB - 2	1337,306	-0,021	±0,327	-	-0,057	-
variação	1200,172	-0,021	0,654	-	0,274	-

Tabela 6.19 – Solicitações extremas na diagonal Dt1 da PBOP (Vide Figura 6.25)

	Solicitações Extremas P/ Barra Dt-2 (2 CH 210x16,65)					
	N(kN)	Vy(kN)	Vz(kN)	Tx(kN.m)	My(kN.m)	Mz(kN.m)
COMB - 1	44,112	-	±0,291	-	0,196	-
COMB - 2	456,682	-	±0,291	-	0,189	-
variação	412,570	-	0,582	-	0,007	-

Os resultados dos deslocamentos estão apresentados na Tabela 6.20

Tabela 6.20 – Deslocamentos nominais para os nós do banzo superior da PBOP (Vide Figura 6.25)

Deslocamento máximo						
	Nó 20/142	Nó 31/131	Nó 44/120	Nó 55/107	Nó 68/96	Nó 83
ux(m)	-0,0032	-0,0028	0,0024	0,0019	0,0014	0,0009
uy(m)	0,0039	0,0052	0,0064	0,0074	0,0082	0,0086
uz(m)	-0,0090	-0,0131	-0,0162	-0,0188	-0,0203	-0,0210
rot x(rad)	-0,0024	-0,0032	-0,0039	-0,0045	-0,0049	-0,0050
rot y(rad)	-0,0032	-0,0019	0,0019	0,0012	0,0010	0,0004
rot z(rad)	-0,0012	-0,0007	-0,0007	-0,0005	-0,0003	0,0001

6.9.3. Comparação entre os dois modelos estruturais

Para entender o efeito gerado pelo reforço estrutural da “Ponte da Barra”, é necessário analisar os esforços gerados pelo trem-tipo, nas duas situações em estudo (ponte com o reforço estrutural e a ponte original). Após a apresentação dos resultados obtidos para cada modelo estrutural separadamente, é feita uma comparação entre eles, em termos de barras mais solicitadas. Desta forma é possível avaliar a eficiência do reforço estrutural, e entender os novos caminhos percorridos pelas cargas atuantes na estrutura.

Assim como observado na Figura 6.25, o reforço estrutural aumenta consideravelmente a inércia na parte central da ponte, tornando a estrutura mais rígida e com menores deslocamentos na região abrangida por ele. Também pode ser observado que a curva tensionada (arco metálico) utilizada para reforçar a ponte está apoiado no banzo inferior da ponte, com as suas extremidades fixadas no nó de ligação do segundo montante da ponte. Sendo assim, serão analisados os elementos originais da PBOP que estão dentro reforço estrutural e os que estão fora do reforço estrutural, de forma a se ter o entendimento do comportamento estrutural de cada um dos elementos estruturais ao longo da ponte.

As Figuras 6.26 e 6.27 apresentam os gráficos comparativos para os dois modelos estruturais estudados, onde é analisada a variação da força normal nos montantes Mc-1 e Mc-2 respectivamente. A variação dos esforços foram medidas em função do posicionamento do trem-tipo ao longo da ponte.

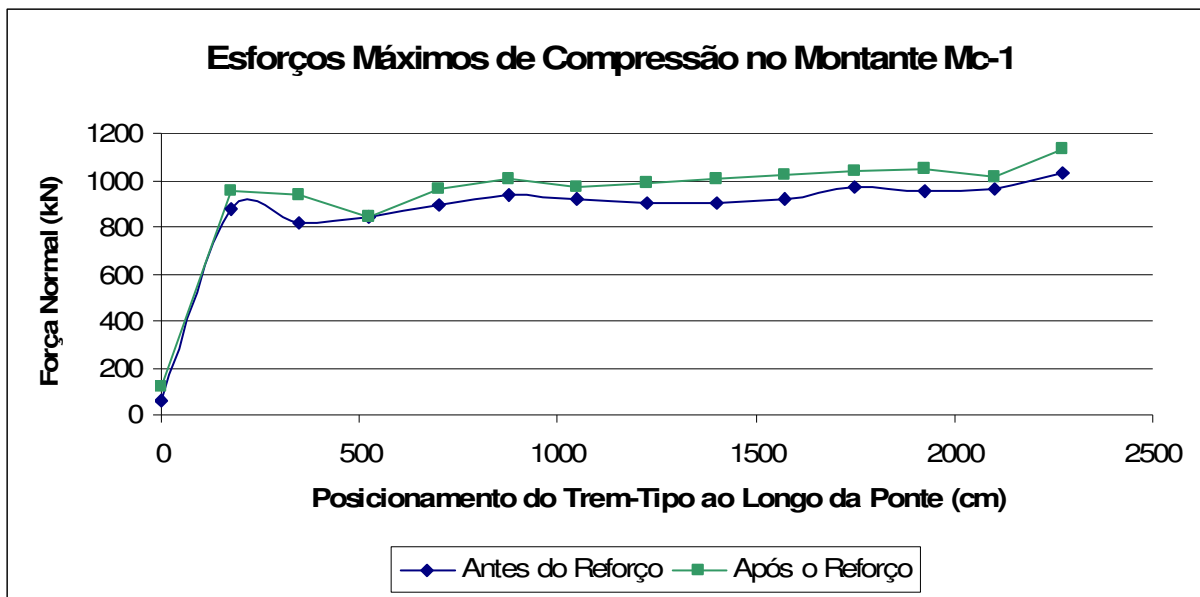


Figura 6.26 – Comparação entre os esforços máximos de compressão para o montante Mc-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

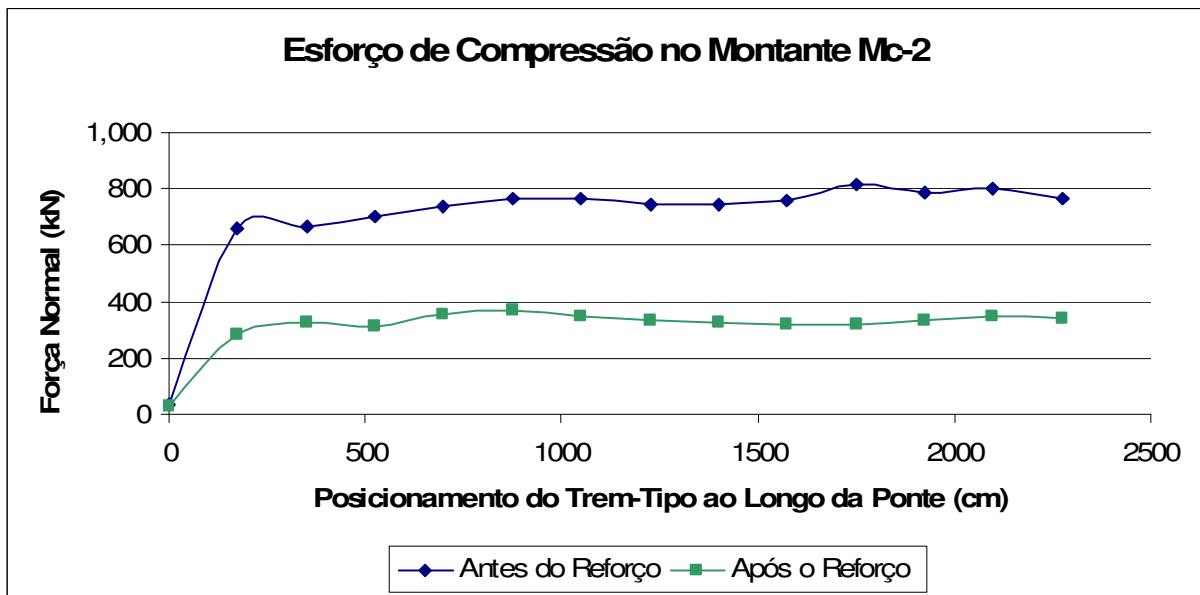


Figura 6.27 – Comparação entre os esforços máximos de compressão para o montante Mc-2 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

Conforme pode ser observado nos gráficos acima, o montante Mc-1, que está posicionado na estrutura antes do arco utilizado para reforçar a ponte, teve um acréscimo de carregamento na

ordem de 10%, em comparação com a estrutura original, ao passo que o montante Mc2 que está posicionado exatamente no início do arco, teve um alívio na força normal em torno de 50%.

Condições semelhantes também foram observadas para as duas diagonais tracionadas no início da ponte, onde a primeira diagonal “Dt-1”, que se posiciona antes do arco de reforço, teve um acréscimo de tração em torno de 6%, enquanto a segunda diagonal “Dt-2”, que é abrangida pelo arco, teve redução de 56% nas solicitações de tração. As Figuras 6.28 e 6.28 apresentam os gráficos do carregamento móvel para estes dois casos.

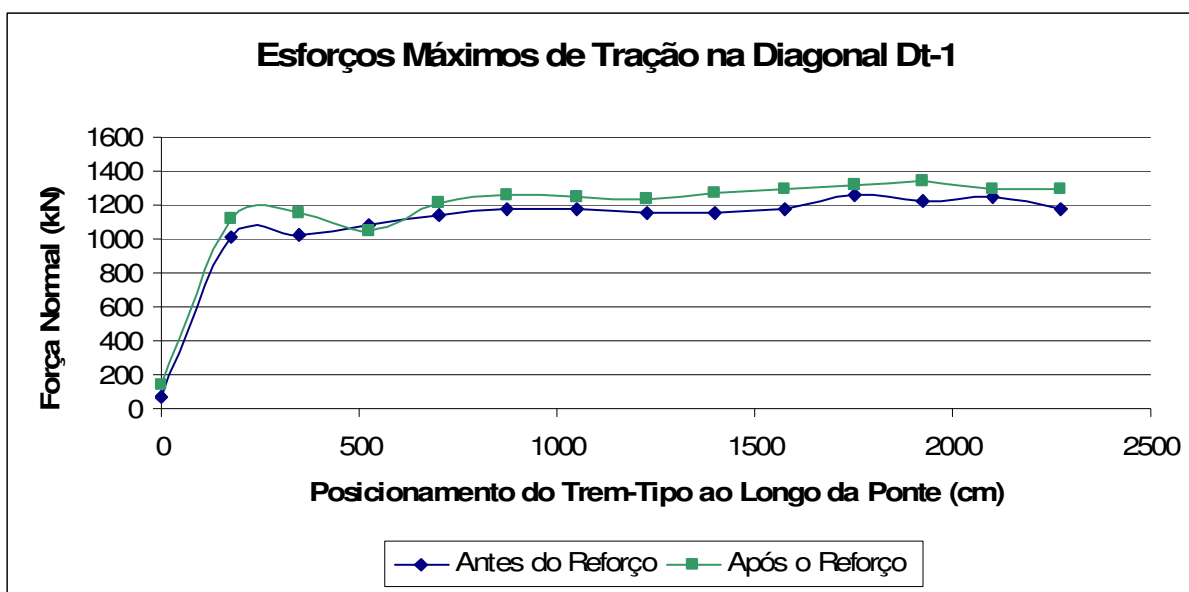


Figura 6.28 – Comparação entre os esforços máximos de tração para a diagonal Dt-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

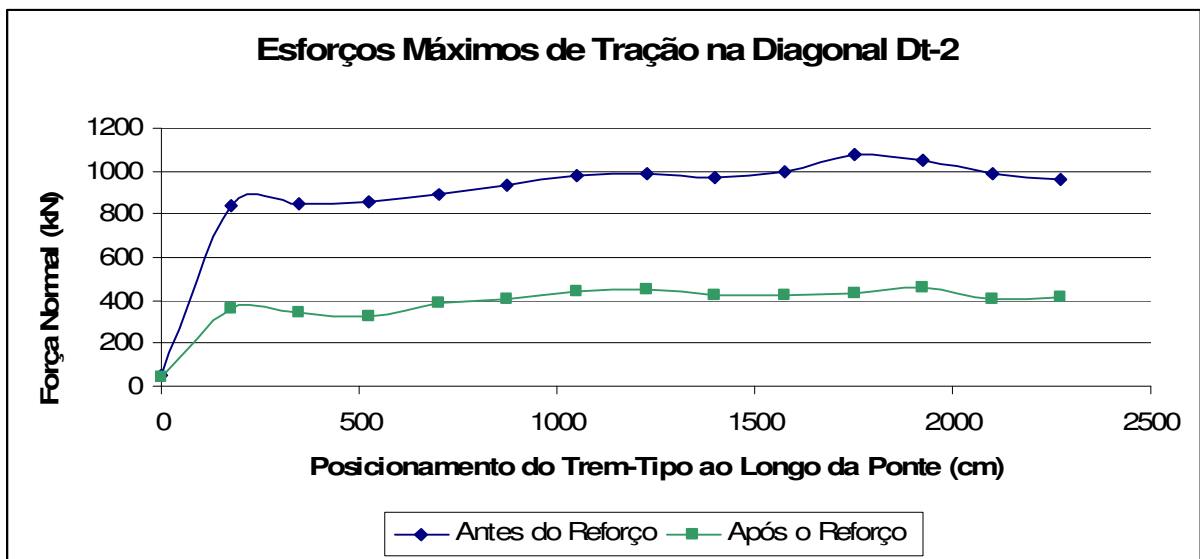


Figura 6.29 – Comparação entre os esforços máximos de tração para a diagonal Dt-1 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

De maneira geral, os elementos estruturais abrangidos pelo reforço estrutural tiveram um sensível decréscimo nos níveis de solicitações, em algumas situações, até mesmo invertendo de sinal, como é o caso do banzo inferior Bi-6. O gráfico apresentando as solicitações máximas para este elemento está ilustrado na Figura 6.30.

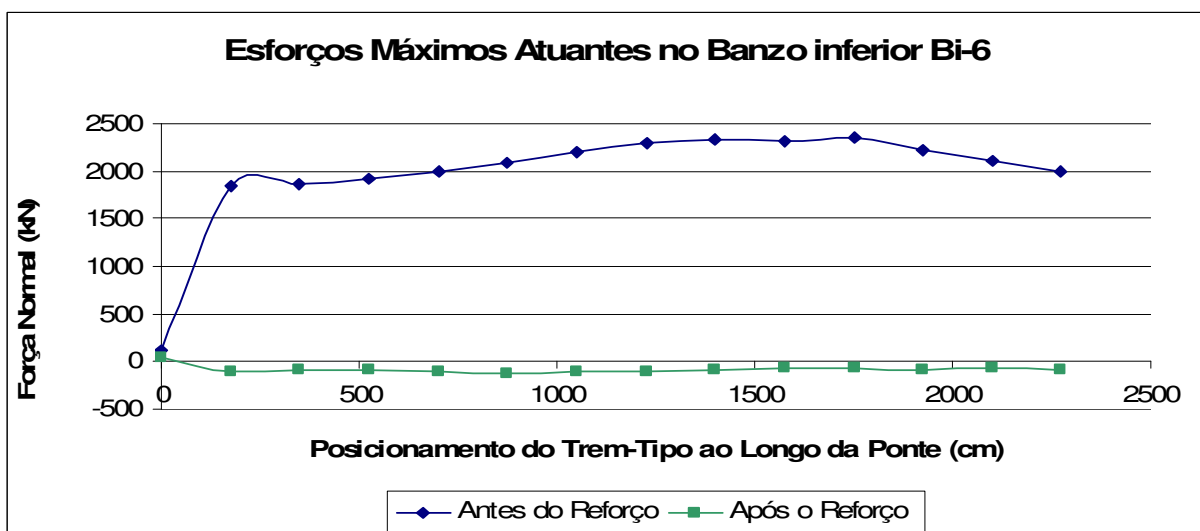


Figura 6.30 – Comparação entre os esforços máximos no Banzo inferior Bi-6 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

A Figura 6.31 apresenta o gráfico para o banzo superior Bs-6, posicionado no centro da ponte.

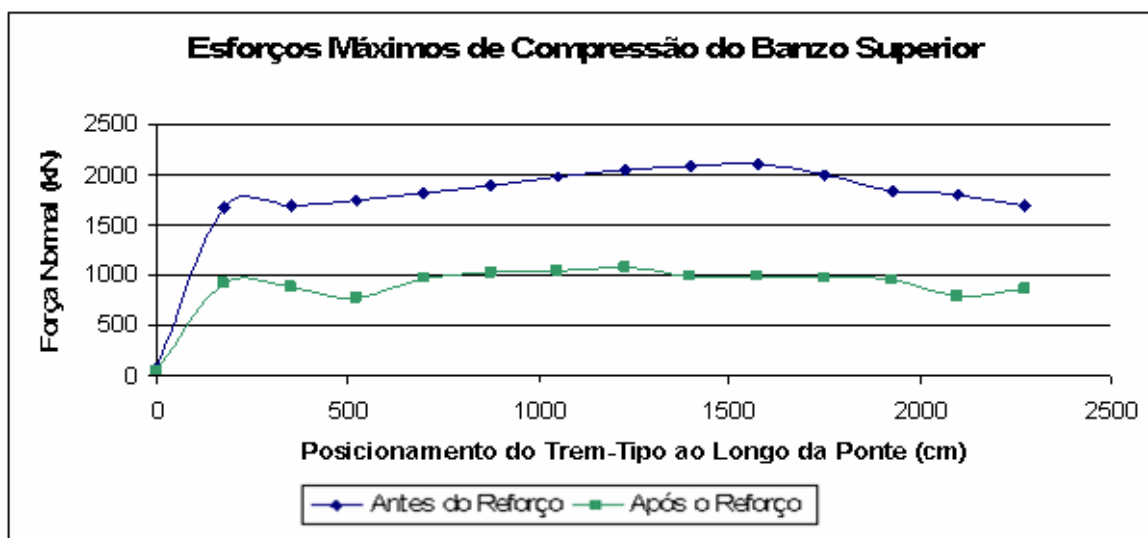


Figura 6.31 – Comparação entre os esforços máximos de compressão no Banzo superior Bs-6 nos dois modelos estruturais da PBOP, em função dos resultados obtidos na análise número – computacional para o carregamento móvel

Situação particular pode ser observada no banzo inferior, onde em virtude da ligação rígida com chapa de topo, entre o arco de reforço e este elemento estrutural, houve um aumento superior a 300% no momento fletor em torno do eixo y. Este significativo aumento no momento fletor atuante no banzo inferior foi muito superior à redução de aproximadamente 60% no nível de solicitação obtida para a força normal de compressão. Este fato foi fundamental para incluir o banzo inferior, trecho Bi-1, na lista dos elementos críticos.

6.9.4. Verificação dos montantes que sofreram flambagem na PBOP quanto ao estado limite de flambagem por flexo-torção e torção pura.

De acordo com o anexo “J” da NBR 8800/86, a força axial de flambagem elástica, N_e de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é menor dentre as Equações 6.1 a 6.3.

- Flambagem elástica por flexão em relação ao eixo “x” da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(k_x \frac{L}{r_x}\right)^2} \quad (6.1)$$

- Flambagem elástica por flexão em relação ao eixo “y” da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(k_y \frac{L}{r_y}\right)^2} \quad (6.2)$$

- Flambagem elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{A_g \cdot r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_x \cdot L)^2} + G \cdot I_t \right] \quad (6.3)$$

Onde:

G = módulo de elasticidade transversal (G = 0,385 E);

C_w = constante de empenamento;

I_t = momento de inércia à torção.

$$r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 \quad (6.4)$$

Sendo as extremidades do montante rotuladas, considera-se k = 1, e sabendo-se que para o perfil composto por quatro cantoneiras formando um perfil cruz com dupla simetria, onde o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade considera-se a constante de empenamento aproximadamente nula (C_w = 0).

Levando o valor da constante de empenamento, juntamente com as outras propriedades geométricas do perfil e propriedades mecânicas do aço às Equações 6.1–6.4 chega-se a

conclusão que a tensão crítica de flambagem ocorre para a Equação 6.3 (flambagem elástica por torção), onde a força crítica $N_e = 2452$ kN.

Conforme observado na Tabela 6.5 a máxima solicitação normal atuante no montante é de 1026 kN. Este valor representa apenas 41,8 % de N_e , sendo portanto insuficiente para provocar as deformações observadas em alguns montantes da PBOP.

6.10. Restauração das O.A.E.s da Ferrovia Turística Cultural entre Ouro Preto e Mariana/MG

O processo de restauração e revitalização das cinco pontes pertencentes à Ferrovia “Turística Cultural entre Ouro Preto e Mariana/MG” foi realizado de acordo com as recomendações prescritas após a Inspeção Cadastral realizada em 2005, onde as intervenções foram baseadas nas patologias observadas em vistorias realizadas *in loco*. Cada estrutura apresentou diferente grau de deterioração, com procedimentos de restauração específicos para cada uma delas, no entanto alguns procedimentos foram comuns à todas as estruturas:

- Roçada da vegetação próxima aos encontros e remoção dos entulhos;
- Limpeza completa dos muros com hidro-jateamento;
- Pequenos reparos nas estruturas dos encontros, inclusive rejuntamento de pedras;
- Montagem de andaime suspenso para realização dos trabalhos;
- Montagem de cobertura de lona para proteção dos operários;
- Limpeza mecânica de todas as estruturas (Grau ST-3);
- Após limpeza mecânica, inclusive nos apoios, verificar possíveis problemas nas estruturas e nas ligações rebitadas que possam comprometer a segurança. Deve ser definido o método de reparo a ser aplicado;
- Pintura anti-corrosiva de acordo com as especificações técnicas para aplicação em estruturas metálicas.

6.10.1. Preparação da superfície de pintura

A especificação da limpeza da superfície de pintura Grau ST-3 indicada pela equipe de inspeção, corresponde ao padrão ST-3 da Norma Sueca SIS 05 59 00/1967.

Segundo NUNES & LOBO (1990), o padrão ST-3 se refere à preparação mecânica de superfície, onde há 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. Este tipo de preparação é precário, de rendimento de execução relativamente baixo. Dependendo do tipo de equipamento utilizado, este método de preparo de superfície, tem ainda a inconveniência e a possibilidade de polir a superfície e, como consequência, dificultar a adesão da tinta. A Figura 6.32 ilustra o aspecto da superfície de pintura após a aplicação da limpeza mecânica padrão St3.



**Figura 6.32 – Superfície de pintura após preparação
(Padrão St3 da Norma Sueca SIS 05 59 00/1967)**

6.10.2. Pintura e proteção anticorrosiva

A pintura foi aplicada em uma superfície previamente preparada, conforme descrito no item 6.10.1. A superfície foi revestida com “primer” e uma tinta de acabamento à base de resina

epóxi. Também foram utilizadas cores diferentes entre demãos para facilitar a inspeção em cada etapa da pintura.

A tinta epóxi é uma solução de bicomponentes, de alto desempenho, sendo o primeiro formado pela resina epóxi devidamente pigmentada, enquanto o segundo é o agente de cura ou endurecedor, e é uma resina de poliamida ou isocianato. A grande vantagem deste tipo de tinta é a possibilidade de ser utilizado em superfície com preparação manual ou mecânica, em virtude de sua alta aderência ao substrato. Esta característica aumenta consideravelmente a produtividade, pois dispensa assim uma limpeza por jateamento.

Segundo CASTRO (1999), o grande problema das tintas epóxi é a sua deterioração quando exposta ao sol. Devido aos raios ultravioletas, estas tintas perdem o brilho superficial, tornando-se foscas. Quando tiver um “primer” ou tinta intermediária à base de epóxi, e a estrutura estiver exposta, a tinta de acabamento deverá ser poliuretânica alifática devido à sua resistência às diversas intempéries e a sua boa aderência ao “primer” epóxi.

6.10.3. Restauração das ligações

Nas duas pontes com ligações rebitadas foi constatada, após o processo de limpeza e remoção da camada de óxido, a presença de rebites frouxos ou com deformação excessiva. Estas duas pontes também sofreram intervenções nas ligações em virtude do acréscimo ou substituição de algum elemento estrutural. Para ambos os casos ocorreu a remoção dos rebites que compunham a ligação, com substituição dos mesmos por parafusos do tipo ASTM A 325. A Norma NBR 8800/86, prevê o uso de parafusos no processo de restauração de ligações, no entanto, por se tratar de estrutura construída em cidade histórica, é mais aconselhável manter a originalidade destas estruturas, fazendo a reposição dos rebites danificados por outros rebites, sem violar a originalidade da ponte. A Figura 6.33 ilustra o tipo de parafuso utilizado na reconstituição das ligações da PEOP e da PBOP.

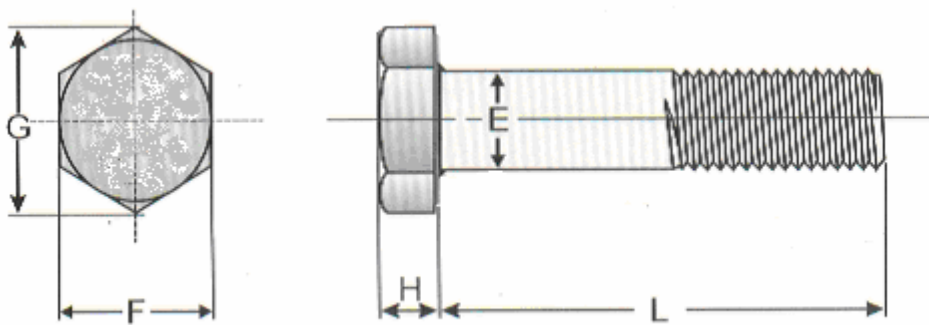


Figura 6.33 – Parafuso de alta resistência ASTM A325 (G = 41 mm; F = 36 mm; H = 14 mm; E = 22 mm; L = variável.)

A escolha do parafuso foi motivada pela facilidade de execução, uma vez que o prazo para a execução da obra era curto, no entanto conforme pode ser observado nas Figuras 6.34 e 6.35, as ligações que tiveram os rebites originais removidos e com posterior substituição por parafusos, ficaram descaracterizadas.



Figura 6.34 - Retirada de rebites frouxos na PEOP, através de corte com maçarico



Figura 6.35 - Substituição de diagonal na PBOP, com utilização de parafusos em substituição aos antigos rebites

6.11. Restauração da Ponte da Estação de Ouro Preto (PEOP), Ferrovia entre Ouro Preto e Mariana, km 0,00

A inspeção desta ponte apontou um quadro de estabilidade satisfatório, com pequenas avarias insuficientes para comprometer a estabilidade da estrutural. Alguns elementos estruturais

6.11.1. Remoção de chapas corroídas na PBOP

6.11.2. Montagem da nova passarela na PEOP

Technical drawing of a window frame assembly. The drawing includes the following dimensions and callouts:

- Dimensions:**
 - Overall height: 1900 mm
 - Overall width: 1450 mm
 - Top vertical segment: 320 mm
 - Upper middle vertical segment: 350 mm
 - Lower middle vertical segment: 350 mm
 - Bottom middle vertical segment: 180 mm
 - Bottom vertical segment: 250 mm
 - Left side vertical segment: 700 mm
 - Left side segment 1: 250 mm
 - Left side segment 2: 250 mm
 - Bottom horizontal segment: 290 mm
 - Right side segment 1: 320 mm
 - Right side segment 2: 250 mm
 - Inner width: 1030 mm
- Callouts:**
 - 1: Top left corner fastener
 - 2: Top right corner fastener
 - 3: Bottom center fastener
 - 4: Diagonal brace
 - 5: Side fasteners
 - 6: chapa de piso largura= 1000 mm
 - 7: Bottom left fastener
 - 8: Bottom left corner fastener
 - 9: Bottom right corner fastener
 - 10: Side fasteners

A Tabela 6.21 – Mostra a descrição do material utilizado na passarela da PEOP. A Figura 6.37 ilustra a estrutura da ponte após a recuperação (reforma).



Figura 6.37 – Fotografia da “Ponte da Estação de Ouro Preto” , após a reforma

Tabela 6.21 – Relação de material para construção na nova passarela da ponte no km 0,00

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ 24,00m DE PASSARELA)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
1	Cantoneira (L 100 x 7,9)x1900 mm	un	14	234	3273
2	Cantoneira (L 100 x 7,9)x1450 mm	un	14	178	2492
3	Cantoneira (L 100 x 7,9)x1012 mm	un	14	125	1750
4	Cantoneira (L 100 x 7,9)x1054 mm	un	14	130	1820
5	Cantoneira (L 100 x 7,9)	m	48	133	5904
6	Chapa "xadrez" piso, larg. 1000 mm	m ²	24	543	13032
7	Chapa aço # 9,5x250x320 mm	un	7	60	420
8	Chapa aço # 9,5x250x290 mm	un	7	54	378
9	Chapa aço # 9,5x250x320 mm	un	7	60	420
10	Tubo DIN 2440 preto Ø 33 mm	m	200	39	7800
11	Cantoneira L 76 x 7,9x1030	un	21	94	1974
12	Parafuso sext. E=16mm, L= 50 mm A325 Tipo 2 c/ porca e arruela lisa	un	105	--	--
13	Parafuso sext. E=22 mm, L= 65 mm Tipo 2 c/ porca e arruela lisa	un	84	--	--
TOTAL					39266

6.12. Restauração e Reforço da Ponte da Barra de Ouro Preto/MG (PBOP), Ferrovia entre Ouro Preto e Mariana, km 1,17

A “Ponte da Barra” apresentou as piores condições de estabilidade e segurança, exigindo na etapa de planejamento e restauração maiores esforços para realização dos seguintes trabalhos:

- Manutenção e recuperação dos aparelhos de apoio;
- Desmontagem e remoção da estrutura da passarela metálica existente;
- Substituição de dois pendurais da treliça metálica em L 100 x 7,9 x 2000 mm (4 peças cada pendural);
- Substituição de uma diagonal externa em chapa 9,5 x 30 x 2700 mm;
- Substituição de uma diagonal interna L 76 x 7,9 x 2150 mm;
- Desmontagem do viaduto de acesso;
- Construção e montagem da passarela metálica lateral, de acordo com detalhes de montagem;
- Construção e montagem do viaduto de acesso em vigas metálicas, de acordo com detalhes de montagem;
- Verificação da segurança da ponte através de análise detalhada da estabilidade da estrutura;
- Nivelamento da ponte, caso seja necessário, colocar calços de chapa metálica nos apoios.

6.12.1. Restauração das ligações

A PBOP também apresentou problemas de ligações após limpeza da camada de óxido, tais como rebites frouxos ou com deformação excessiva. Neste caso os rebites também foram removidos e substituídos por parafusos de ASTM A 325, conforme descrito no item 6.10.

6.12.2. Novo viaduto de acesso

Em virtude do elevado grau de deterioração do concreto armado das antigas vigas do viaduto de acesso, optou-se por remover a antiga estrutura construída em concreto armado, por vigas de aço. As vigas em concreto armado apresentavam a particularidade, das armaduras serem compostas por feixes de trilhos preso por fitas de aço. A camada de concreto funcionava como proteção anticorrosiva e para aumentar a rigidez da peça. As Figuras 6.38 e 6.39 ilustram respectivamente as vigas deterioradas e a remoção das mesmas.



Figura 6.38 – viga de concreto deteriorada no Viaduto de acesso da PBOP



Figura 6.39 – Remoção da viga de concreto armado no Viaduto de acesso da PBOP

O novo viaduto de acesso foi construído em estrutura metálica, com vigas de aço ASTM A36, travadas lateralmente por cantoneira do mesmo aço. A planta baixa do novo viaduto está apresentada na Figura 6.40

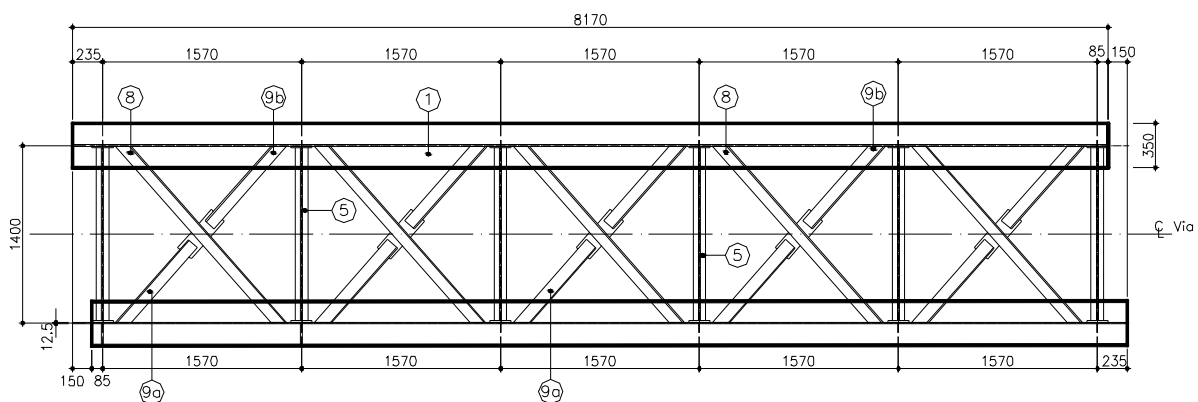


Figura 6.40 – Planta baixa do novo viaduto de acesso da PBOP

As figuras 6.41 e 6.42 apresentam o detalhamento completo dos elementos estruturais que compõem este viaduto.

A relação de materiais para a fabricação e montagem destas peças estão apresentadas na Tabela 7.22. A Figura 7.43 ilustra o novo viaduto de acesso após a montagem.

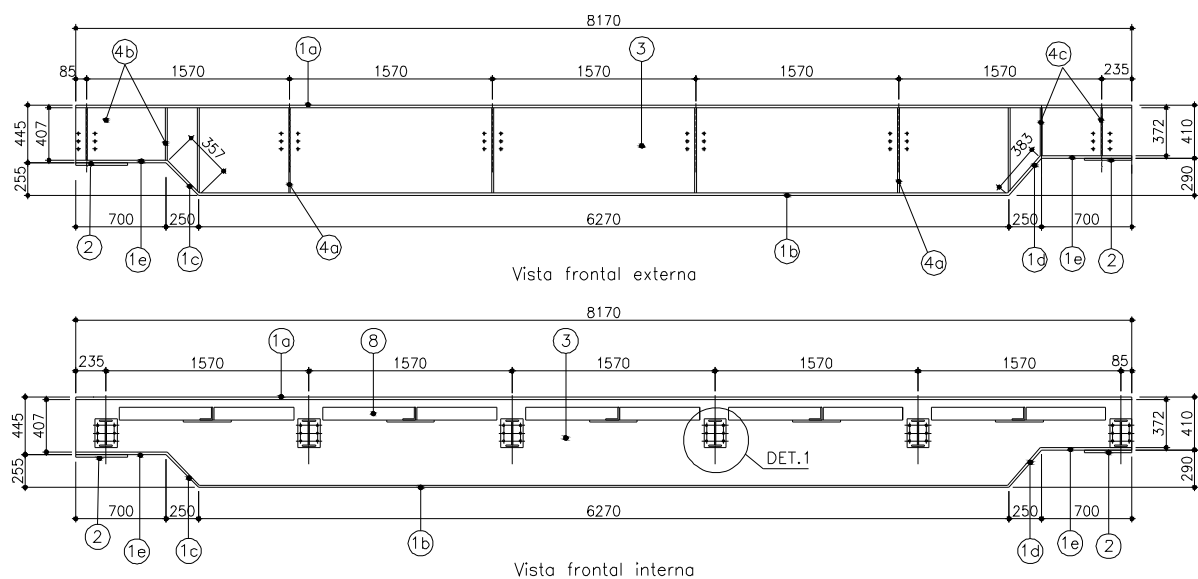


Figura 6.41 – Detalhamento da viga metálica do novo viaduto de acesso da PBOP

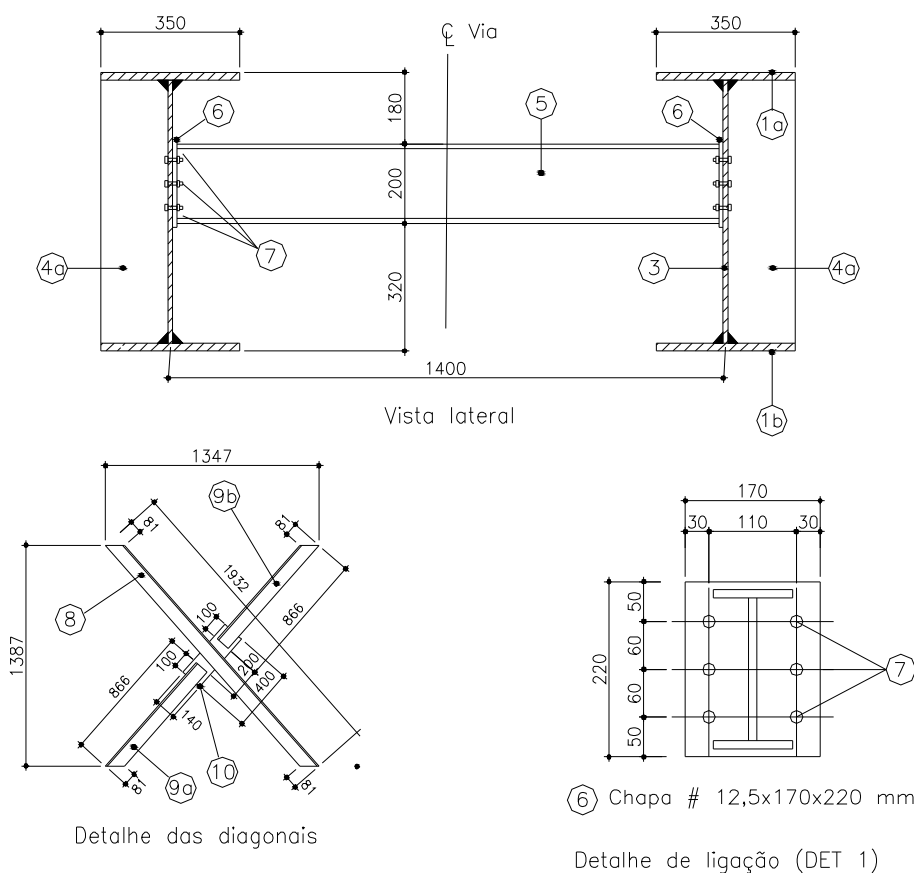


Figura 6.42 – Detalhe do contraventamento horizontal do novo viaduto de acesso da PBOP

Tabela 6.22 – Relação de material para construção e montagem do viaduto de acesso

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ 8,00 m DE VIADUTO DE ACESSO)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
I	VIGA PRINCIPAL				
1a	Chapa # 19 x 350 x 8170	un	2	4270	8540
1b	Chapa # 19 x 350 x 6270	un	2	3280	6560
1c	Chapa # 19 x 350 x 354	un	2	190	370
1d	Chapa # 19 x 350 x 700	un	4	370	1460
1e	Chapa # 19 x 350 x 304	un	2	160	320
2	Chapa # 19 x 400 x 400 (apar. Apoio)	un	4	240	960
3	Chapa # 12,5 x 662 x 8170	un	2	5390	10770
4a	Chapa # 12,5 x 168 x 662	un	12	110	1330
4b	Chapa # 12,5 x 168 x 492	un	4	80	330
4c	Chapa # 12,5 x 168 x 412	un	4	70	280

Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
II	TRANSVERSAIS				
5	Viga I (W 200 x 19,3) x 1387 mm	un	6	270	1610
6	Chapa # 12,5 x 170 x 220	un	12	40	450
7	Parafuso sext. E=16mm, L=50mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	72	-	-
III	DIAGONAIS				
8	Cantoneira L 100 x 7,9 x 1932 mm	un	5	240	1190
9a	Cantoneira L 100 x 7,9 x 866 mm	un	5	110	530
9b	Cantoneira L 100 x 7,9 x 866 mm	un	5	110	530
10	Chapa # 12,5 x 140 x 400	un	5	60	280
TOTAL					35500

Cabe resultar que este procedimento é referente a fabricação e montagem de um viaduto de acesso, sendo portanto necessário repeti-lo para a montagem e execução do viaduto da outra extremidades.



Figura 6.43 – Viaduto de acesso da PBOP após reforma (2006)

6.12.3. Montagem da passarela de pedestre

Em virtude da má concepção estrutural observada na passarela original (Figura 6.44), optou-se pela remoção completa da mesma, e pela montagem de outra passarela com sistema estrutural mais eficiente.

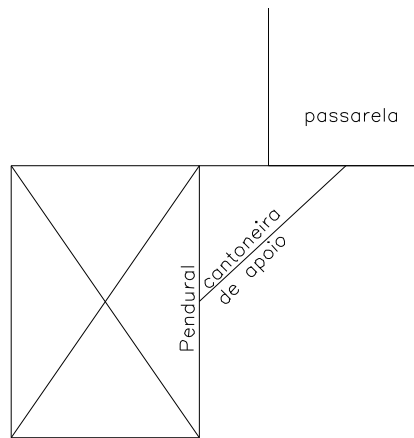


Figura 6.44 – Representação esquemática da seção transversal da antiga passarela da PBOP

Conforme observado na Figura 6.44, a cantoneira de apoio da passarela transmitia momento fletor para o montante da ponte, tornando o sistema estrutural ineficiente. Com a concepção do novo sistema de apoio da passarela (Figura 6.45), há uma melhora significativa na distribuição das cargas entre os elementos estruturais da seção transversal, ao passo que no sistema antigo apenas o montante absorvia toda a carga da passarela.

Da descrição das peças utilizadas na construção da passarela da PBOP está ilustrada na Figura 6.46. A relação de materiais para a fabricação e montagem desta estrutura está apresentada na Tabela 7.23. A Figura 7.47 ilustra a nova passarela de pedestre após a conclusão das obras de restauração da PBOP.

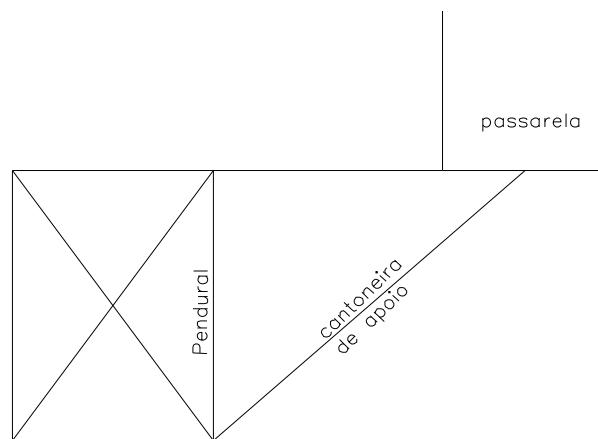


Figura 6.45 – Representação esquemática da seção transversal da nova passarela da PBOP

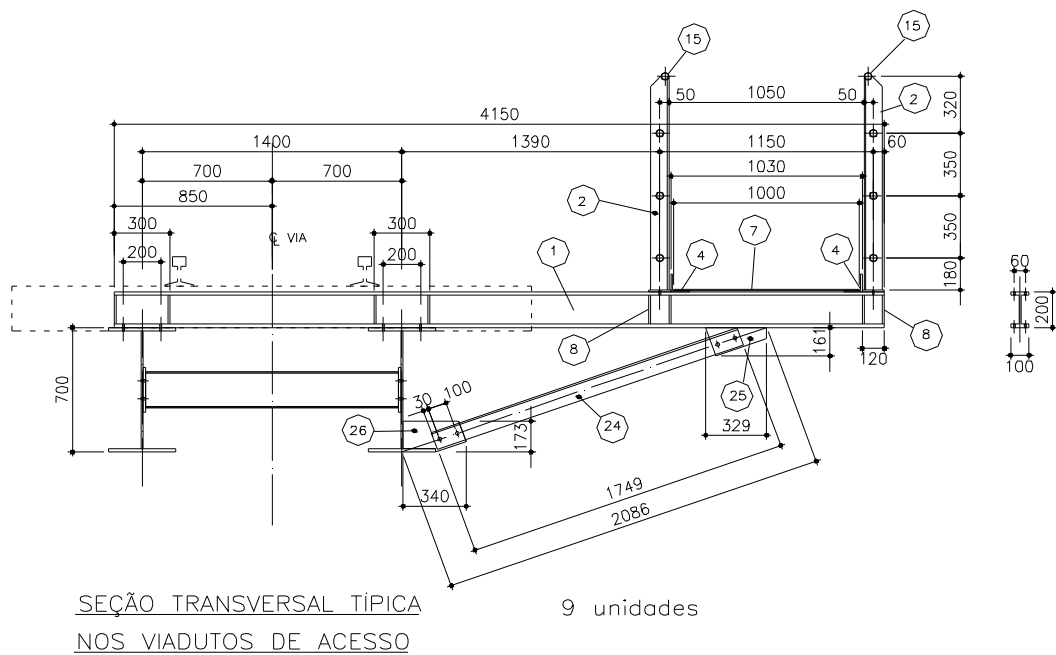
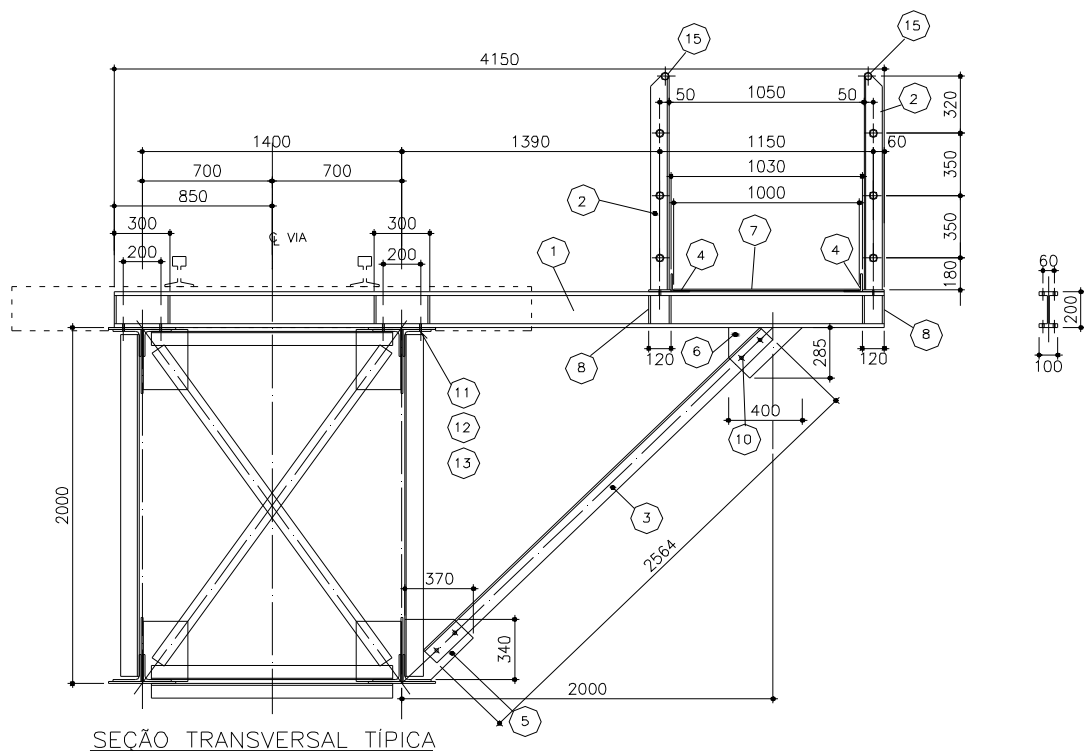


Figura 6.46 – Projeto de fabricação e montagem da nova passarela da PBOP

Tabela 6.23 - Relação de materiais para a fabricação e montagem da passarela da PBOP

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ 37,00m DE PASSARELA)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
1	Viga I (W 200 x 19,3) x4150mm	un	21	801	16820
2	Cantoneira L 100x 7,9x1200	un	52	148	7675
3	Cantoneira L 100x 7,9x2564	un	12	315	3784
4	Cantoneira L 100x 7,9	m	96	123	11808
5	Chapa # 9,5 x340x370 mm	un	12	94	1125
6	Chapa # 9,5 x285x400 mm	un	12	85	1019
7	Chapa Xadrez antiderapante para piso	m ²	48	543	26064
8	Chapa # 6,25x50x200	un	376	5	1824
9	Cantoneira L 76 x 7,9x1030 mm	un	52	94	4890
10	Parafuso sext. E=16mm, L=45mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	160	--	--
11	Parafuso sext. E=16mm, L=65mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	80	--	--
12	Parafuso sext. E=16mm, L=75mm A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	20	--	--
13	Parafuso sext. E=16mm, L=90mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	20	--	--
14	Chapa # 9,5x120x130 mm	un	52	12	604
15	Tubo DIN 2440 Diam. 1.1/2"	m	392	39	15288
16	Viga I (VS 150 x 19) x 1270 mm	un	5	245	1226
17	Viga I (VS 150 x 19) x 1642 mm	un	5	317	1585
18	Viga I (VS 150 x 19) x 850 mm	un	5	164	820
19	Viga I (VS 150 x 19) x 260 mm	un	5	50	251
20	Viga I (VS 150 x 19) x 240 mm	un	5	46	232
21	Chapa # 9,5x250x280 mm	un	5	52	261
22	Chapa # 9,5x150x280 mm	un	5	31	156
23	Chumbador Tecbolt 7,9 x 90 mm	un	40	--	--
24	Cantoneira L 100x 7,9 x1749 mm	un	9	215	193,6
25	Chapa # 9,5 x161x329 mm	un	9	39	355
26	Chapa # 9,5x173x340 mm	un	9	44	394
27	Parafuso sext. E=22,2mm,L=65mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	104	--	--
28	Parafuso sext. E=22,2mm,L=90mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	67	--	--
29	Parafuso sext. E=22,2mm,L=100mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	48	--	--
TOTAL					98117

6.12.4.Reforço estrutural

Segundo constatado pela análise numérica da estrutura da ponte, os montantes e as diagonais tracionadas dos três primeiros painéis da ponte não resistiram aos esforços solicitantes, sendo, portanto, necessário o seu reforço estrutural.

Os projetistas da Progeo, empresa responsável pela restauração da ponte, optaram por um reforço externo, acoplando à estrutura já existente. Foi utilizado um cursa tensionada com elevada rigidez, com o intuito de diminuir os deslocamentos no centro da ponte e por consequência diminuir as solicitações nos elementos estruturais já existentes. A Figura 6.47 apresenta o projeto de reforço da estrutura, onde o arco metálico, que tem a função de trabalhar como uma curva tensionada é fixado no banzo inferior da ponte confere ao sistema maior rigidez ao conjunto estrutural e aumento da inércia.

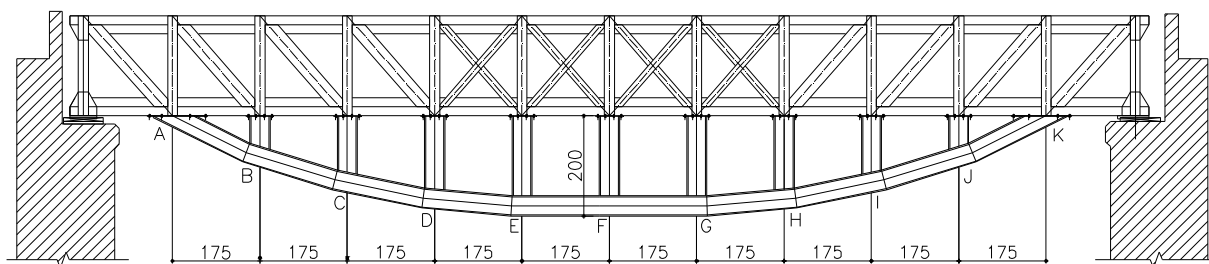


Figura 6.47 – Representação esquemática da curva tensionada utilizada para o reforço da PBOP

O arco metálico apresentado na Figura 6.47 foi fabricado com segmentos de retas, onde os detalhes de fabricação e montagem estão apresentados na Figura 7.48. A Tabela 6.24 apresenta a relação de materiais para a fabricação do arco metálico. As Figuras 6.49 e 6.50 ilustram respectivamente a curva tensionada após a montagem na estrutura e a PBOP após os trabalhos de restauração e reforço.

Para a fixação da curva tensionada à estrutura já existente foram utilizados parafusos do tipo ASTM A 325, conforme descrito no item 6.10.3, enquanto a ligação dos segmentos de reta que compunha a curva foram feitas com solda de arco elétrico, utilizando eletrodo revestido.

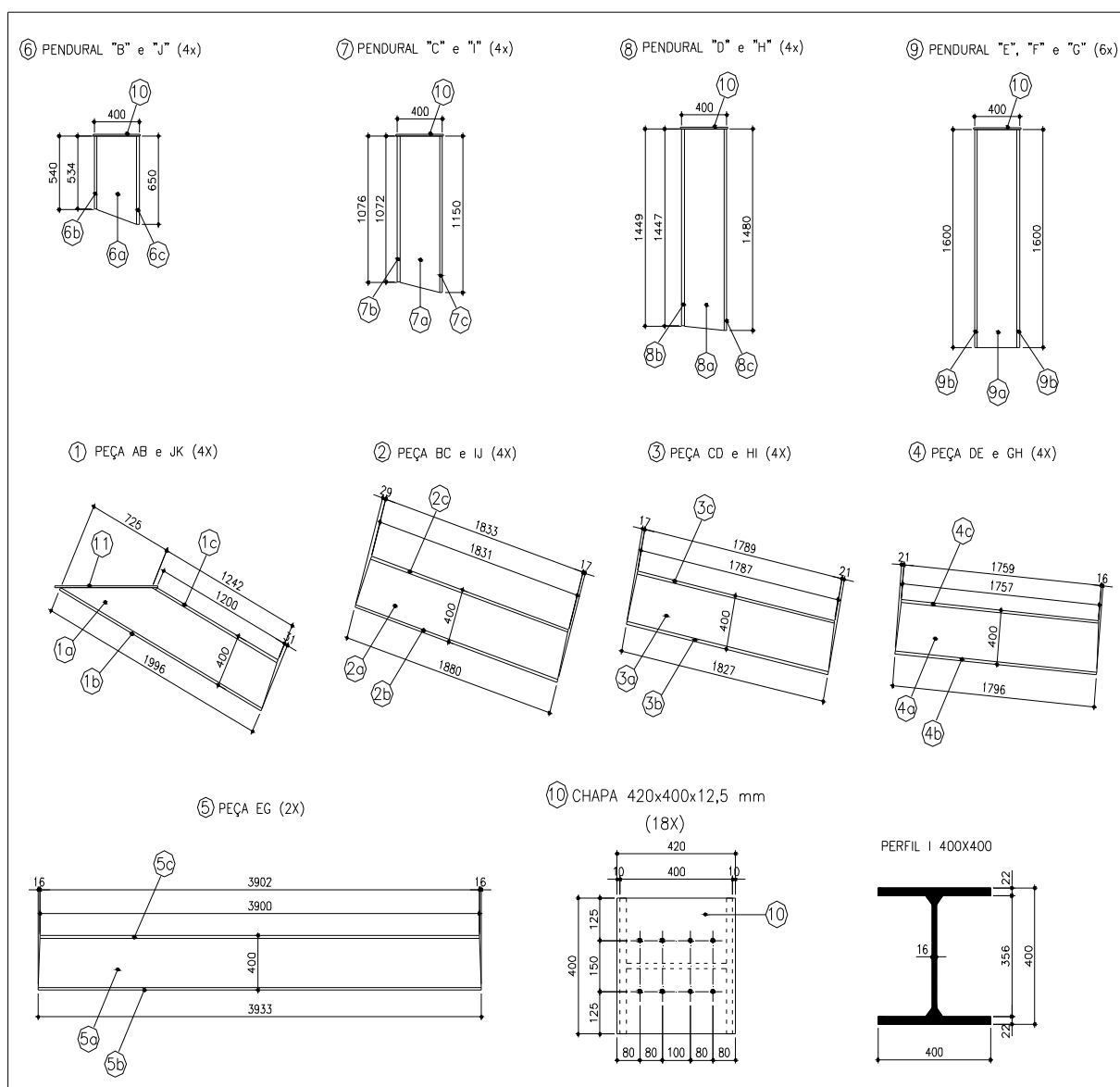


Figura 6.48 – Detalhes de fabricação e montagem do reforço utilizado na "Ponte da Barra"



Figura 6.49 – Fotografia do posicionamento da curva tensionada utilizada para reforço da estrutura da PBOP (2006)



Figura 6.50 – Fotografia ilustrativa da PBOP após os trabalhos de reforma (2006)

Tabela 6.24 - Apresenta a relação de materiais para a fabricação e montagem do viaduto

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ REFORÇO DA PONTE – 17,5 m)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
1	PEÇA AB e JK (4x)				
1a	Chapa # 15,9 x 356 x 1996	un	4	880	3540
1b	Chapa # 7/8" x 400 x 1996	un	4	1390	5570
1c	Chapa # 7/8" x 400 x 1200	un	4	840	3350
2	PEÇA BC e IJ (4x)				
2a	Chapa # 15,9 x 356 x 1880	un	4	830	3330
2b	Chapa # 7/8" x 400 x 1880	un	4	1310	5240
2c	Chapa # 7/8" x 400 x 1831	un	4	1280	5110
3	PEÇA CD e HI (4x)				
3a	Chapa # 15,9 x 356 x 1827	un	4	810	3240
3b	Chapa # 7/8" x 400 x 1827	un	4	1270	5090
3c	Chapa # 7/8" x 400 x 1787	un	4	1250	4980
4	PEÇA DE e GH (4x)				
4a	Chapa # 15,9 x 356 x 1796 mm	un	4	800	3180
4b	Chapa # 22,2 x 400 x 1796 mm	m	4	1250	5010
4c	Chapa # 22,2 x 400 x 1757 mm	un	4	1220	490
5	PEÇA EG (2x)				
5a	Chapa # 15,9 x 356 x 3933 mm	un	2	1740	3490
5b	Chapa # 22,2 x 400 x 3933 mm	un	2	2740	5480
5c	Chapa # 22,2 x 400 x 3900 mm	un	2	2720	5440
6	MONTANTE B e J (4x)				
6a	Chapa # 15,9 x 356 x 650 mm	un	4	290	1150
6b	Chapa # 22,2 x 400 x 534 mm	un	4	370	1490
6c	Chapa # 22,2 x 400 x 650 mm	un	4	450	1810

Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
7	MONTANTE C e I (4x)				
7a	Chapa # 15,9 x 356 x 1150 mm	un	4	510	2040
7b	Chapa # 22,2 x 400 x 1072 mm	un	4	750	2990
7c	Chapa # 22,2 x 400 x 1150 mm	un	4	800	3210
8	MONTANTE D e H (4x)				
8a	Chapa # 15,9 x 356 x 1480 mm	un	4	660	2620
8b	Chapa # 22,2 x 400 x 1447 mm	un	4	1010	4040
8c	Chapa # 22,2 x 400 x 1480 mm	un	4	1030	4130
9	MONTANTE E , F e G (6x)				
9a	Chapa # 15,9 x 356 x 1600 mm	un	6	710	4250
9b	Chapa # 22,2 x 400 x 1600 mm	un	12	1120	1,3390
10	Chapa # 12,5 x 400 x 420 mm	un	18	170	3010
11	Chapa # 12,5 x 400 x 920 mm	un	4	370	1470
12	Parafuso sext. E=16 mm, L=100 mm ASTM A325 tipo 2 galvanizado com porca e arruela	un	176	--	--
TOTAL					112540

6.13. Restauração do Pontilhão da Ferrovia Ouro Preto – Mariana (km 5,65)

Esta estrutura apresentou a particularidade de não possuir aparelho de apoio, sendo, portanto necessário sua construção. Foi adotado aparelho de apoio tipo placa de aço, com suspensão da ponte com auxílio de macaco hidráulico para instalação. A Figura 6.51 ilustra a posição do aparelho de apoio nos encontros da ponte.

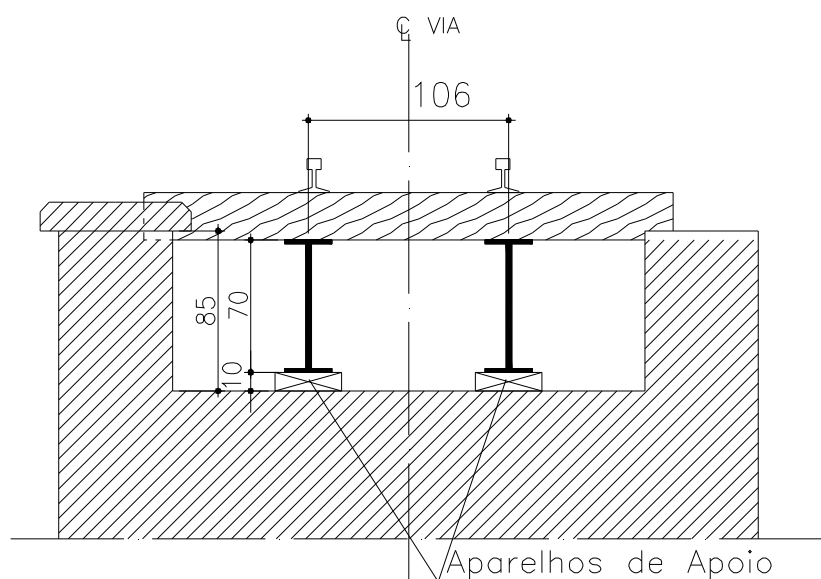


Figura 6.51 - Posicionamento dos aparelhos de apoio na Ponte do km 5,65 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)

6.14. Restauração do Pontilhão da Ferrovia Ouro Preto - Mariana (km 11,30)

Além dos serviços apresentados anteriormente, este pontilhão precisou de outras intervenções, estando apresentadas nos itens seguintes.

6.14.1. Suspensão da estrutura do Pontilhão (Km 11,3) até a cota de projeto

Este pontilhão não apresentava nenhum dano estrutural, no entanto, estava abaixo da cota de projeto da nova ferrovia, sendo, portanto necessário suspendê-lo para atingir a nova cota. A fabricação e construção dos consoles foram realizadas conforme detalhamento de projeto apresentado na Figura 6.52.

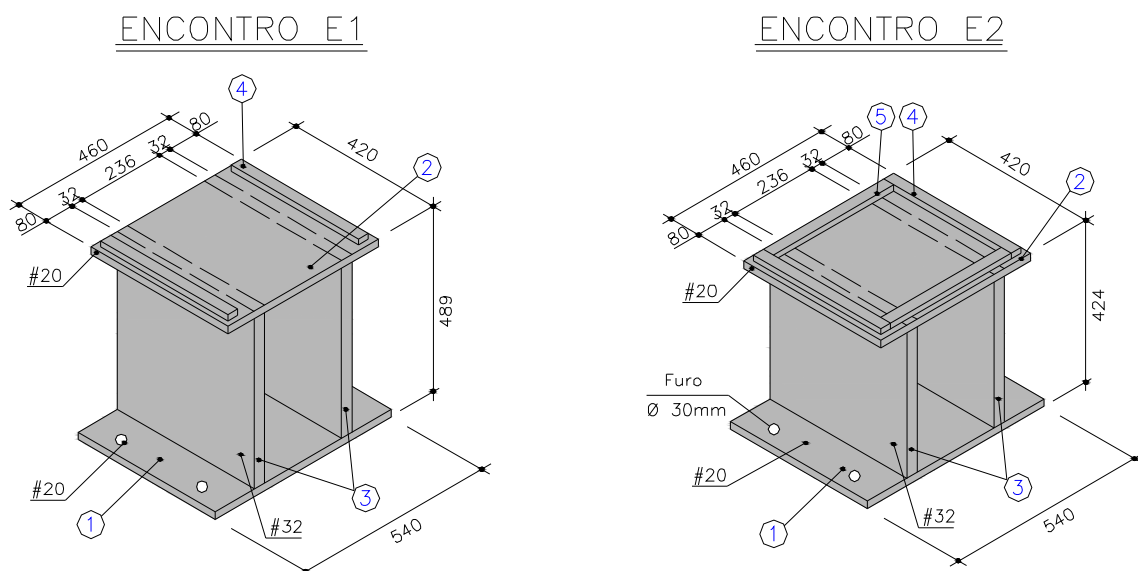


Figura 6.52 – Detalhamento dos consoles metálicos para o Pontilhão do km 11,30 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)

Foram utilizados quatro consoles metálicos para manter a ponte suspensa em sua posição, um console em cada quina da ponte, de forma que cada viga longitudinal fosse apoiada nas extremidades por um aparelho de apoio fixado sobre os consoles. A Figura 6.53 apresenta em vista longitudinal o posicionamento dos consoles metálicos de sustentação da ponte. A Tabela 6.25 apresenta a relação de materiais para a fabricação e montagem do console.

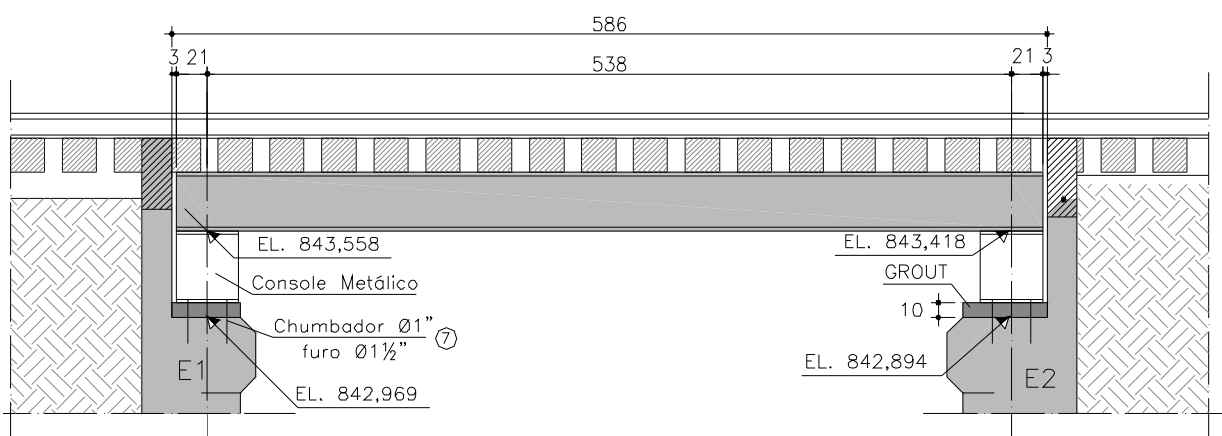


Figura 6.53 - Vista longitudinal do Pontilhão do km 11,30 mostrando o posicionamento dos consoles

A Tabela 6.25 - Relação de materiais para a fabricação e montagem do console do Pontilhão do km 11,3 (Ferrovia Ouro Preto – Mariana/MG)

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ REFORÇO DA PONTE – 17,5 m)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
1	Chapa 420 x 540 x # 20 mm	un	4	356,0	1424,0
2	Chapa 420 x 460 x # 20 mm	un	4	303,3	1213,3
3	Chapa 420 x 416,5 x # 32 mm	un	8	439,4	3515,4
4	Chapa 390 x 30 x # 16 mm	un	8	14,7	117,6
5	Chapa 370 x 30 x # 16 mm	un	4	13,9	55,8
7	Chumbador Ø1"	un	16	-	-
TOTAL					6326,1

6.14.2. Colocação de aparelho de apoio no Pontilhão (Km 11,3)

O aparelho de apoio utilizado neste pontilhão consiste de uma chapa metálica (320 x 360 x # 16 mm), fixada na mesa inferior da viga, e posicionada sobre a chapa de número 2 do console, de forma que esta fique encaixada entre as chapas 4 e 5.

Com este mecanismo, no encontro E2, o aparelho de apoio impede o movimento vertical, lateral e longitudinal. No encontro E1, pela ausência da chapa número 5 sobre o console, o aparelho de apoio pode deslizar dentro da cavidade formada pela chapas 2 e 4, possibilitando assim o deslocamento longitudinal.

Este tipo de aparelho de apoio tem o inconveniente de restringir grande parte do movimento longitudinal, em função do atrito gerado entre a chapa do aparelho de apoio e a chapa do console, sendo, portanto recomendado apenas para ponte com vãos inferiores a 10 m. Para estruturas maiores é recomendado utilizar aparelhos de apoio que restrinja menos o movimento, tais como aos aparelhos de apoio montados sobre roletes metálicos.

A Figura 6.54 ilustra o posicionamento do aparelho de apoio utilizado no pontilhão do km 10,3 da Ferrovia Ouro Preto – Mariana. A relação do material utilizado para construção do aparelho do apoio está apresentada na Tabela 6.26.

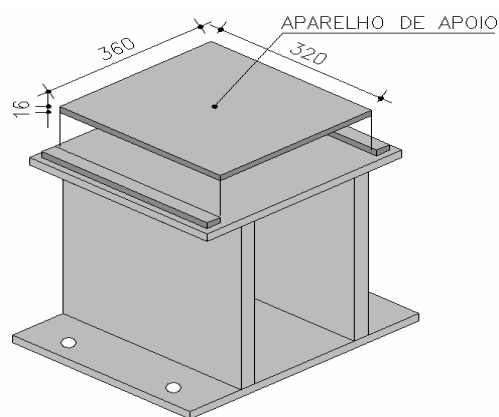


Figura 6.54 – Aparelho de apoio posicionado sobre o console do encontro E1 (pontilhão do km 11,30)

Tabela 6.26 - Relação de materiais para a fabricação de aparelho de apoio

RELAÇÃO DE MATERIAIS (P/ REFORÇO DA PONTE – 17,5 m)					
Item	Descrição	Un	Quant	Peso (N)	
				Unit	Total
6	Chapa 320 x 360 x # 16 mm	un	4	144,7	578,8
TOTAL					578,8

6.15. Restauração do Viaduto de Mariana (km 17,84)

Foram realizados os serviços previstos no item 6.10, além de montagem de aparelho de apoio conforme prescrito no item 6.14.

7 - CONCLUSÕES

Este trabalho permitiu chegar às seguintes conclusões:

- O aço originalmente utilizado na construção da “Ponte da Barra” apresentou valores de resistência mecânica (limite de escoamento e limite de resistência) praticamente iguais aos valores médios encontrados em outras pontes da mesma época estudadas na Europa e no Brasil.
- Verificou-se que o aço utilizado na “Ponte da Barra” apresentava em sua composição química, percentual de carbono muito baixo. Também foi observado uma microestrutura heterogênea e com grande quantidade de inclusões;
- Verificou-se, nas pontes pesquisadas, que a corrosão foi o fator patológico com o maior número de ocorrências, no entanto não houve significativa redução de seção, exceto para elementos parcialmente enterrados nas cabeceiras da “Ponte da Estação de Ouro Preto/MG”. Observou-se também que mesmo não sendo muito aderente o produto de corrosão sobre a superfície do aço, este foi suficiente para proteger o metal na atmosfera local;
- Os elementos estruturais, na sua grande maioria são perfis compostos unidos por rebites, e por consequência com elevado número de frestas. Mesmo nestes locais com presença de frestas não foi detectado significativo ataque corrosivo;
- Dentre as pontes estudadas, a “Ponte da Barra” foi a única a apresentar problemas estruturais, onde foram observadas deformações plásticas excessivas e o rompimento de um elemento estrutural. Esta ponte também foi a única que precisou de um análise estrutural mais completa, conforme apresentado no relatório de inspeção;
- A análise numérica realizada na “Ponte da Barra” indicou as diagonais tracionadas e os montantes próximos aos apoios como sendo os elementos mais críticos para a segurança global da ponte. Na estrutura real, também foram estes elementos que mais apresentaram problemas, o que vem a confirmar as observações feitas *in loco*;

- O sistema de sustentação da passarela da “Ponte da Barra”, também demonstrou através de análise numérica, a mesma ineficiência observada na estrutura real, inserindo acréscimo de momento fletor aos montantes. Com a modificação do sistema de apoio da passarela, houve melhora na distribuição de tensões entre os elementos estruturais da ponte;
- A curva tensionada utilizada para aumentar a rigidez da “Ponte da Barra” (reforço estrutural), demonstrou-se eficiente, reduzindo os deslocamentos máximos em torno de 60%. As barras posicionadas dentro da curva, também obtiveram consideráveis reduções nos níveis de esforços solicitantes. No entanto, para as barras não abrangidas pela curva, houve acréscimo de tensões (acrécimo de 10% no primeiro montante e 6% na primeira diagonal tracionada);
- Levando-se em consideração o aumento de tensão nos montantes e nas diagonais do primeiro painel, conclui-se que para a PBOP, mesmo sendo eficiente o sistema de curva rígida tensionada como reforço estrutural, ela não proporcionou benefícios para a segurança global da ponte, tendo em vista que estas barras sempre foram as mais críticas;
- O procedimento utilizado para a recuperação das pontes não foi muito eficiente, por descaracterizar as obras com a introdução de parafusos em substituição aos rebites e a montagem de uma nova estrutura metálica sobre a estrutura já existente, este procedimento depõem contra o propósito inicial da obra que é preservar a cultura e a história.

8 - RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Para a verificação numérico – computacional da estrutura da PBOP empregaram-se, cargas referente ao trem-tipo TB-240 (indicado para a verificação da capacidade de carga de estruturas já existentes), no entanto, recomenda-se, se possível a instrumentação da ponte através de uma prova de carga, de maneira que permita obter resultados mais realistas. Esta recomendação se faz necessária em virtude do aumento de tensão que agravou ainda mais as barras mais críticas da estrutura;
- Além dos ensaios laboratoriais e análises realizadas por este trabalho é de fundamental importância que se faça o ensaio de fadiga para se determinar o limite de fadiga do material utilizado na ponte. Este ensaio é importante em virtude da natureza cíclica do carregamento. Em futuras inspeções de pontes, também é importante a verificação de trincas através de ensaios não destrutivos;

9 - REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7187/1987. Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7188/1982. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681/2003. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800/1986. Projeto e execução de estrutura de aço de edifícios.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7189/1985. Carga móvel para projeto estrutural de obras ferroviárias.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7188/1984. Carga móvel para pontes rodoviárias e passarela de pedestres.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).NBR 09452/1986. Vistorias de Pontes e Viadutos de Concreto.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NB 2/1961: Cálculo e execução de pontes de concreto armado. Rio de Janeiro, 1961

ASTM - E8M - Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials, 1995

BRAGA ,T. M.GUIA. Cronologia do uso dos Metais, Usiminas 1998

BRINCK, F. M. Efeito da corrosão na integridade estrutural da Ponte Metálica Marechal Hermes. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Construção Metálica. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. MG, 177p., 2004.

CÂNDIDO, L. C. (2002). Patologia - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP, 108p., Ouro Preto.

CÂNDIDO, L. C. (2003). Aços – Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP, 25p., Ouro Preto.

CÂNDIDO, L. C. (2005). Corrosão Atmosférica - Notas de aula do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais da UFOP, 46p., Ouro Preto.

CÂNDIDO, L. C., GODEFROID, L. B. e SILVA, J. G. A. Comportamento em Fadiga de um Aço Estrutural Patinável Soldado, Revista Escola de Minas, Print ISSN 0370-4467, Ouro Preto Apr. 2002.

CARNASCIALI, C.C., Estruturas Metálicas na Prática. Publicado pela escola técnica do Paraná. Curitiba, 1972.

CARNEIRO, B. S. Metodologia para Inspeção de Pontes e Viadutos em Estrutura Metálica, Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Niterói – RJ, 2005.

CASTRO, E. M. C. Patologia dos edifícios em estrutura metálica. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Construção Metálica. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto - MG, 1999.

CATAI, E. Análise dos Efeitos da Retração e Fluência em vigas mistas. Dissertação de mestrado. Programa de Programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2005.

CHIAVERINI, V. Aços e Ferros Fundidos, Publicação da Associação Brasileira de Metais.

São Paulo, 7a edição - 1996.

COLPAERT, H. (1977). Metalografia Dos Produtos Siderúrgicos Comuns, São Paulo, 198.

DNIT, Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro, 253p, (IPR, Publicação 709.) 2004.

FERREIRA, A. B. H. Novo Dicionário Aurélio - Século XXI, Editora Nova Fronteira, Rio de Janeiro, 1999.

FIGUEIREDO, M., JESUS, A., PEREIRA, H. e RIBEIRO, A. Avaliação da Integridade Estrutural da Ponte do Pinhão. Portugal, DEMEGI/FEUP, Alijó, 2004.

FONTANA, M.G. and GREENE, N.D., Corrosion Engineering, McGraw-Hill Book Co., New York, 32 p, 1967.

GENTIL, V., Corrosão, 341p., Rio de Janeiro, 2003.

GONÇALVES, R. M. Alguns Aspectos Relativos À Inspeção E Recuperação De Pontes De Aço – Ênfase Em Pontes Ferroviárias, Tese de doutorado, Departamento de estruturas, Universidade de São Pulo, São Carlos. SP, 1992.

HELENE, Paulo Roberto do Lago, Manual para reparo, reforço e proteção da estrutura de concreto, São Paulo, PINI, 1992.

ICOMOS - Comitê científico Internacional Para análise e restauração de estruturas do patrimônio arquitetônico. Recomendações Para Análise, Conservação E Restauração Estrutural Do Patrimônio Arquitetônico, Reunião de Paris, 2001.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Corrosion of metals and alloys corrosivity of atmospheres – classification. Geneve, 1992. 13p, (ISO 9223).

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Corrosion of metals and alloys; corrosivity of atmospheres – guiding values for the corrosivity categories. Geneve,

1998. 3p, (ISO 9224).

KRÜGER, P. G.V. Análise de painéis de vedação nas edificações em estrutura metálica. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Construção Metálica. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. MG, 2000.

LANNA, A. L. D. Ferrovias no Brasil 1870-1920. História econômica e história das empresas. vol VIII, n 1, jan-jun 2005, p 7-40.

LIGHT TRUCK FRAME PROJECT TEAM AUTO/STEEL PARTNERSHIP 2000 TOWN CENTER. A Guide To Corrosion Protection, Suite 320 Southfield, Michigan 48075-1123 1999.

LOPES, M. B. Trem Turístico Ouro Preto/ Mariana-MG, “Bureau” Santa Rosa, Belo Horizonte, 2005.

MASON, J. Pontes Metálica E Mistas Em Vigas Retas – Projeto E Cálculo. Livro Técnico e Científ Editora S.A, 1976

MEYERS.M.A. & CHAWLA.K.K. Princípios de Metalurgia Mecânica. Editora Edgard Blücher Ltda, 1982.

MORAIS, S. S. A. Arquitetura Das Estações Ferroviárias Da Estrada De Ferro Central Do Brasil No Século XiX – 1858-1900. Dissertação de Mestrado em Arquitetura. Rio de Janeiro. UFRJ FAU-PROARQ. 2002, 198 f.

NUNES, L. P. e LOBO, A. C. O. Pintura Industrial na Proteção Anticorrosiva , p. 1-33, Rio de Janeiro, 1998.

O’CONNOR, COLIN. Pontes – Superestruturas. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. V.1. Rio de Janeiro,1975.

PFEIL, W. Pontes Curso Básico. Editora Campus Ltda. Rio de Janeiro, 1983.

QUINTELLA, M - Linhas apagadas. Artigo de Jornal de Brasil, 13/10/2004

SALES, U. C. Mapeamento dos problemas gerados na associação entre sistema de vedação e estrutura metálica e caracterização acústica e vibratória de painéis de vedação. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Construção Metálica. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. MG, 2001.

SCHEUNEMANN, R. Regeneração de Areia de Fundição Através de Tratamento Químico Via Processo Fenton, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. SC, 2005.

SUSSEKIND, J. C. Curso de Análise Estrutural, Editora Globo, V₁ e V₂. Porto Alegre, 1979.

SIS 05 59 00 - Norma Sueca de Preparação de Superfície para a Pintura de Superfícies de Aço, 1967.

TORRE, J. Manual Prático de Fundição e Elementos de Prevenção da Corrosão, Hemus, 2004.

www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/coal.htm- acesso Nov/2005

<http://pt.wikipedia.org/wiki> - acesso Fev/2006

http://fr.wikipedia.org/wiki/Viaduc_de_Garabit- acesso Nov/2006

http://fr.wikipedia.org/wiki/Viaduc_de_Garabit - acesso Set/2006

<http://inventabrasilnet.t5.com.br/ponterio.htm>- acesso Fev/2006

<http://www.portalbaiadeguanabara.org.br/portal/turismo4.asp>- acesso Fev/2006

<http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/wg01b/I0430.htm>(Historical Development of Iron and Steel in Bridges) acesso Mai/2006

<http://www.ponte.com.br/concessionaria/sobrea/> - acesso Dez/2006

<http://www1.dnit.gov.br/ferrovias/historico.asp> - acesso Dez/2006

<http://www.abraco.org.br/corros18.htm> - acesso Nov/2006

<http://www.ils.fr/candi/PdG/img002gd.JPG>-acesso Dez/2006

<http://www.infomet.com.br> - acesso Jun/2006

<http://www.abcem.org.br> - acesso Mar/2007

<http://www.marcillio.com/rio/enbaigua.html> - acesso Mar/2007

<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/akashi.htm> - acesso Jan/2007

ANEXO A – FICHA DE INSPEÇÃO CADASTRAL

1 DADOS BÁSICOS

IDENTIFICAÇÃO / LOCALIZAÇÃO / JURISDIÇÃO		Data: ____ / ____ / ____	
OAE: Código: _____ Nome / Referência: _____			
Tipo de Estrutura: Código (VIDE TABELA 2.A)	Natureza da Transposição: Código (VIDE TABELA 4.A)	Sistema Construtivo: Código (VIDE TABELA 3.A)	
Malha: _____	Ferrovia: _____	Ramal: _____	UF: _____
Trecho: _____	Localização (km): _____	Cidade Prox.: _____	
Nível em ralação ao mar: _____		Inspetor: _____	
ADMINISTRAÇÃO			
Administrador: _____		<input type="checkbox"/> RFFSA <input type="checkbox"/> CONCESSÃO <input type="checkbox"/> OUTROS	
Nome: _____ (para o caso concessão / outros)			
PROJETO / CONSTRUÇÃO			
Projetista: _____		Ano da Construção: _____	
Construtor: _____		Arquivo: _____	Trem-Tipo Classe: _____
GEOMETRIA			
Comprimento (m):	Largura (m):	Altura (m):	Nº de vãos: Comp. Dos Vãos (m)
Altura da Viga no Apoio (m):	Altura da Viga no Vão (m):	Altura Máxima de Pilar (m):	Comprimento do Vão Maior (m):
Comentários: _____ _____ _____			

2 DADOS SOBRE CARACTERÍSTICAS FUNCIONAIS

CARACTERÍSTICAS PLANI-ALTIMÉTRICAS			
Região: <input type="checkbox"/> PLANA <input type="checkbox"/> ONDULADA <input type="checkbox"/> MONTANHOSA	Greide: Rampa Máxima (%): _____		
Traçado: <input type="checkbox"/> TANGENTE <input type="checkbox"/> CURVO	Raio (m):	Travessia: <input type="checkbox"/> ORTOGONAL <input type="checkbox"/> ESCONSA	
CARACTERÍSTICAS DA VIA			
Bitola da via (m):	Trilho: <input type="checkbox"/> Simples <input type="checkbox"/> Duplo	Drenos: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	
Nº de vias:	Passarela: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Tubulação de Utilidade Pública:	
Estrado: <input type="checkbox"/> Sup. <input type="checkbox"/> Inf.	Dormente: <input type="checkbox"/> Madeira <input type="checkbox"/> Metal <input type="checkbox"/> Concreto	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	
GABARITOS			
Para Viaduto:	Horizontal (m):	Vertical (m):	
Para Ponte s/ Rio Navegável:	Horizontal (m):	Vertical (m):	
Proteção dos Pilares Contra Choque de Embarcação?		<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	
ACESSO			
Viaduto de Acesso: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Nº de vãos:	Comp. Dos Vãos (m)	
Tipo de Estrutura: Código	Natureza da Transposição: Código	Sistema Construtivo: Código	
PEDESTRE:			
Passarela de Pedestre: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Nº de vãos:	Comp. Dos Vãos (m)	
Tipo de Estrutura: Código	Natureza da Transposição: Código	Sistema Construtivo: Código	
TRÁFEGO			
Característica do Tráfego: <input type="checkbox"/> Ferroviário <input type="checkbox"/> Roroferroviário	Nº de Composições/Dia (Média): _____		
Comentários: _____ _____ _____			

3 CARACTERÍSTICA ESTRUTURAL

MATERIAIS / SEÇÃO TIPO

COMPONENTE	MATERIAL (CÓDIGO) (VER TABELA 5.A)	SEÇÃO TIPO (CÓDIGO) (VER TABELA 6.A)
ESTRADO		
VIGAS PRINCIPAIS		
PILARES		
FUNDAÇÕES		

Aparelhos de Apoio (VIDE TABELA 1.A)

Local	→			
Tipo	→			

Comentários:

TABELA 1.A - TIPOS DE APARELHOS DE APOIO

Cód.	Descrição
CR	Cremalheira
NP	Elastométrico (Neoprene)
FR	Fixo metálico com Rotula de Aço
FM	Fixo Metálico (Chapa de Aço)
RM	Rolo Metálico
RA	Rolo Metálico com articulação superior
PD	Pêndulo Metálico
PC	Pêndulo em Concreto Armado
FR	Articulação Freyssinet
CH	Placa de Chumbo
LP	Ligação Pórtico
TE	Tipo especial
NI	Não Informado

4 INTERVENÇÕES

MANUTENÇÃO

Manutenção Anterior: ☐ SIM ☐ NÃO Data (última manutenção): ____ / ____ / ____

Comentários:

REFORMA

Reforma Anterior: ☐ SIM ☐ NÃO Substituição de Meios de Ligação: ☐ SIM ☐ NÃO
 Modificação estrutural: ☐ SIM ☐ NÃO Substituição de Elementos estrutural: ☐ SIM ☐ NÃO

Comentários:

5 OUTROS ASPECTOS

PARTICULARIDADES

Desnível Máx. entre Greide e Terreno: _____ m
 Lâmina D'água: Normal: _____ m na Cheia _____ m
 O Meio Ambiente é Agressivo? ☐ SIM ☐ NÃO
 A Seção de Vazão é Adequada? ☐ SIM ☐ NÃO
 Existe Drenagem no interior do caixão? ☐ SIM ☐ NÃO
 As Fundações encontram-se em Solo Mole? ☐ SIM ☐ NÃO
 A vibração da Estrutura é Excessiva? ☐ SIM ☐ NÃO
 O Regime do Rio é Torrencial? ☐ SIM ☐ NÃO
 O Leito do Rio é Erodível? ☐ SIM ☐ NÃO
 Estado de Conservação: ☐ Boa ☐ Regular ☐ Ruim

INSPEÇÃO ROTINEIRA (PARÂMETROS DE PLANEJAMENTO):

Melhor Época para Vistorias: _____
 Periodicidade: ☐ Normal (2 anos) ☐ Reduzida (1 ano) ☐ Dilatada (4 anos) ☐ Especial : _____
 Acesso Direto: ☐ Sim ☐ Não Equipamento Especial: ☐ Sim ☐ Não
 Comentários: _____

ANEXO B – FICHA DE INSPEÇÃO PERIÓDICA (ROTINEIRA)

1. IDENTIFICAÇÃO / LOCALIZAÇÃO		Data: ____ / ____ / ____
OAE: Código: _____ Nome / Referência: _____		
Malha: _____ Ferrovia: _____ Ramal: _____ UF: _____		
Trecho: _____ Localização (km): _____ Cidade Prox.: _____		
Inspeção: <input type="checkbox"/> RFFSA <input type="checkbox"/> Outra Entidade: _____		
Nível em relação ao mar: _____ Inspetor: _____		
2. COMENTÁRIOS GERAIS		
Cond. de Estabilidade: <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Sofrível <input type="checkbox"/> Precária Cond. de Conservação: <input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Sofrível <input type="checkbox"/> Ruim		
Nível de Vibração do Tabuleiro: <input type="checkbox"/> Normal <input type="checkbox"/> Intenso <input type="checkbox"/> Exagerado		
Inspeção Especializada (Realizada por Engenheiro de Estruturas). Necessária? <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO Urgente? <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO		
Já houve alguma inspeção anteriormente? <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO		
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____ _____ _____		
3. ESTRADO / SUPERESTRUTURA		NOTA TÉCNICA <input style="width: 50px;" type="text"/>
Presença de Corrosão: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO Red. Seção transversal: <input type="checkbox"/> Pouco <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Muito <input type="checkbox"/> Presença de furo		
Local e Tipos: (Vide Tabela B1) → _____ _____		
Defeito de Ligação: <input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO Deslizamento de elemento de ligação: <input type="checkbox"/> Pouco <input type="checkbox"/> Muito <input type="checkbox"/> Colapso		
Local e Tipos: (Tabela B3 ou B4) → _____ _____		
Estado de Conservação da pintura: (Tabela B2) → _____		
Fissura Fina:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Trinca Exposta:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Estricção Excessiva:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Elemento Estrutural Rompido:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Flambagem Local de Elemento Estrutural:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Flambagem Global de Elemento Estrutural:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Deslocamento Exagerado de Viga principal:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Falha na impermeabilização:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Defeito em Junta de Dilatação:	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Acúmulo de solo e Detritos	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Acúmulo de Água	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____ _____ _____		
4. MESOESTRUTURA		NOTA TÉCNICA <input style="width: 50px;" type="text"/>
Há Armadura Exposta?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Há Concreto Deteriorado?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Há Fissuras e Trinças?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Há Desaprumo ou Deslocamento de Pilar?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Há Fratura em Pilares?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
Há Aparelho de Ineficiente?	<input type="checkbox"/> SIM <input type="checkbox"/> NÃO	Local / Quant.: _____
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____ _____ _____		

5. INFRAESTRUTURANOTA TÉCNICA

Há Recalque de Fundação?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local /Quant.: _____
Há Deslocamento de Fundação?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local /Quant.: _____
Há Erosão no Terreno de Fundação?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local /Quant.: _____
Há Estacas Desenterradas?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local /Quant.: _____
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____			

6. FERROVIANOTA TÉCNICA

Há Irregularidades nos Trilhos?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Especifique: _____
Junta de Dilatação dos Trilhos:	<input type="checkbox"/> Boa	<input type="checkbox"/> Faltando/Inoperante	
Ancoragem dos Trilhos:	<input type="checkbox"/> Boa	<input type="checkbox"/> Faltando Poucos Elementos de Ancoragem	<input type="checkbox"/> Faltando Muitos Elementos de Ancoragem
Ancoragem dos Dormentes:	<input type="checkbox"/> Boa	<input type="checkbox"/> Faltando Poucos Elementos de Ancoragem	<input type="checkbox"/> Faltando Muitos Elementos de Ancoragem
Há dormente Danificado?	<input type="checkbox"/> SIM	<input type="checkbox"/> NÃO	Local /Quant.: _____
OBSERVAÇÕES ADICIONAIS: _____			

7. Croqui da Estrutura

TABELA B1 - TIPOS DE CORROSÃO	
Cód.	Descrição
UNI	Unifome
GAL	Galvânica
PLA	Por placas
ALV	Alveolar
PIT	Puntiforme ou por Pite
FRE	Por frestas
ESF	Por esfoliação
STS	Sob tensão
INT	Inter Granular

TABELA B2 - ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA PINTURA	
GRAU	Descrição
C1	Em bom estado de conservação
C2	Poucas Manchas de Corrosão
C3	Muitos pontos de Corrosão
C4	Sofrível
C5	Nunca foi pintada

TABELA B3 - PATOLOGIAS EM SOLDAS	
Cód.	Descrição
TRI	Trinca - Descontinuidade bidimensional produzida pela ruptura local do material.
FFU	Falta de Fusão - Fusão incompleta entre a zona fundida e o metal de base, ou entre passes da zona fundida.
COM	Concavidade - Reentrância na raiz da solda.
COE	Concavidade Excessiva - Solda em ângulo com a face excessivamente côncava.
DEF	Deformação Angular - Distorção angular da junta soldada em relação à configuração de projeto.
DEP	Deposição Insuficiente - Insuficiência de metal na face da solda.
DES	Desalinhamento - Junta soldada de topo, cujas superfícies das peças, embora paralelas, apresentam-se desalinhadas, excedendo a configuração de projeto.
CRA	Crateras - Trinca localizada na cratera do cordão de solda, podendo ser: longitudinal, transversal ou estrela.
FPE	Falta de Penetração - Insuficiência de metal na raiz da solda.
ERA	Ângulo Excessivo de Reforço - Ângulo excessivo entre o plano da superfície do metal de base e o plano tangente ao reforço de solda, traçado a partir da margem da solda
REX	Reforço Excessivo - Excesso de metal da zona fundida, localizado na face da solda.
SAA	Solda em Ângulo Assimétrico - Solda em ângulo, cujas pernas são significativamente desiguais em desacordo com a configuração do projeto.
MOR	Mordedura - Depressão sob a forma de entalhe, no metal de base acompanhando a margem da solda.
PRE	Perfuração - Furo na solda ou penetração excessiva localizada resultante da perfuração do banho de fusão durante a soldagem.
POS	Poros Superficial - Vazio arredondado, isolado que emerge a superfície da solda.
POR	Porosidade - Conjunto de poros internos à solda ou superficiais.
RES	Respingo - Glóbulos de metal de adição transferidos durante a soldagem e aderidos à superfície do metal de base ou à zona fundida já solidificada.
SOB	Sobreposição - Excesso de material da zona fundida sobreposto ao metal de base na margem da solda, sem estar fundido ao metal de base.

TABELA B4 - PATOLOGIAS EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS E REBITADAS	
Cód.	Descrição
PRO	Parafuso Rompido - Cisalhamento do fuste do parafuso devido à tensão cisalhante ou axial superior à resistência do parafuso ou por esmagamento podendo Causar grande deformação à estrutura.
PDO	Parafuso Dobrado - Em parafusos longos, dependendo da solicitação, podem ocorrer momentos capazes de dobrar o parafuso.
CHA	Chapa Rasgada ou Esmagada - Rasgamento ou esmagamento da chapa junto ao parafuso (ou rebite) ou em toda a seção transversal devido a falhas de projeto ou alteração nos níveis de carregamento. Podendo levar a estrutura a grandes deslocamentos.
PAC	Parafuso Curto - Quando o parafuso não ultrapassar dois fios da rosca a porca.
FAL	Furo Alargado - Quando o diâmetro do furo for superior ao diâmetro do parafuso + 1/16" ou diâmetro do rebite x 1.06.
PIN	Parafuso Inclinado - Quando o parafuso não estiver perpendicular à chapa de ligação.
PSA	Parafuso Sem Arruela - Quando for constatada a inexistência de arruela do lado da porca.
COR	Corrosão - Quando for observada a corrosão, considerando se as formas e graus definidos anteriormente.
RRO	Rebite Rompido - Mesma condição de PRO
RDO	Rebite Dobrado - Mesma condição de PDO
RAC	Rebite Curto - Mesma condição de PAC.
RIN	Rebite Inclinado - Mesma condição de PSA.
RST	Rebite Solto - Quando for observado rebites com o fuste aparente.
CRD	Cabeça do Rebite Defeituosa - Má rebitagem, podendo causar deslizamento das chapas de ligação e concentração de tensões.
RFX	Rebite Frouxo - Identificado Através de marteladas em rebites escolhidos por amostragem.

Observação: Esta Ficha de Inspeção Periódica tem por objetivo facilitar os trabalhos de campo, sendo, apoiada nos trabalhos de GONÇALVES (1992), CARNEIRO (2005), e publicação do DNIT (2004). Onde este ultimo trabalho segue a orientações do FHWA, Federal Highway Administration, e da AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, onde pontifica o Bridge's Inspector Training Manual / 90, editado pelo FHWA em Julho/1991

Tabela B5 – Instruções para atribuição de notas de avaliação a elementos de ponte com função estrutural.

NOTA	DANOS NO ELEMENTO/ INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nenhuma	Boa	Obra sem problema
4	Há algum dano, mas há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Pequenos serviços de manutenção	Boa/regular	Obra sem problema importante
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, porém sem comprometimento da estabilidade global da ponte	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar o problema em observação sistemática.	Regular	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através de Inspeção Periódica, para identificar em tempo hábil eventual agravamento do quadro patológico.
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco eminente de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo	Ruim	Obra problemática Postergar demais a recuperação da obra pode leva-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. inspeções excepcionais são recomendáveis para monitorar os problemas.
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco eminente de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural), substituição do elemento danificado ou demolição da obra.	Precária	Obra crítica Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações.

Fonte: DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transporte)

TABELA B1 - TIPOS DE CORROSÃO	
Cód.	Descrição
UNI	Uniforme
GAL	Galvânica
PLA	Por placas
ALV	Alveolar
PIT	Puntiforme ou por Pite
FRE	Por frestas
ESF	Por esfoliação
STS	Sob tensão
INT	Inter Granular

TABELA B2 - ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA PINTURA	
GRAU	Descrição
C1	Em bom estado de conservação
C2	Poucas Manchas de Corrosão
C3	Muitos pontos de Corrosão
C4	Solúvel
C5	Nunca foi pintada

TABELA B3 - PATOLOGIAS EM SOLDAS	
Cód.	Descrição
TRI	Trinca - Descontinuidade bidimensional produzida pela ruptura local do material.
FFU	Falta de Fusão - Fusão incompleta entre a zona fundida e o metal de base, ou entre passes da zona fundida.
COM	Concavidade - Reentrância na raiz da solda.
COE	Concavidade Excessiva - Solda em ângulo com a face excessivamente côncava.
DEF	Deformação Angular - Distorção angular da junta soldada em relação à configuração de projeto.
DEP	Deposição Insuficiente - Insuficiência de metal na face da solda.
DES	Desalinhamento - Junta soldada de topo, cujas superfícies das peças, embora paralelas, apresentam-se desalinhadas, excedendo a configuração de projeto.
CRA	Crateras - Trinca localizada na cratera do cordão de solda, podendo ser: longitudinal, transversal ou estrela.
FPE	Falta de Penetração - Insuficiência de metal na raiz da solda.
ERA	Ângulo Excessivo de Reforço - Ângulo excessivo entre o plano da superfície do metal de base e o plano tangente ao reforço de solda, traçado a partir da margem da solda.
REX	Reforço Excessivo - Excesso de metal da zona fundida, localizado na face da solda.
SAA	Solda em Ângulo Assimétrico - Solda em ângulo, cujas pernas são significativamente desiguais em desacordo com a configuração do projeto.
MOR	Mordedura - Depressão sob a forma de entalhe, no metal de base acompanhando a margem da solda.
PRE	Perfuração - Furo na solda ou penetração excessiva localizada resultante da perfuração do banho de fusão durante a soldagem.
POS	Poros Superficial - Vazio arredondado, isolado que emerge a superfície da solda.
POR	Porosidade - Conjunto de poros internos à solda ou superficiais.
RES	Respingo - Glóbulos de metal de adição transferidos durante a soldagem e aderidos à superfície do metal de base ou à zona fundida já solidificada.
SOB	Sobreposição - Excesso de material da zona fundida sobreposto ao metal de base na margem da solda, sem estar fundido ao metal de base.

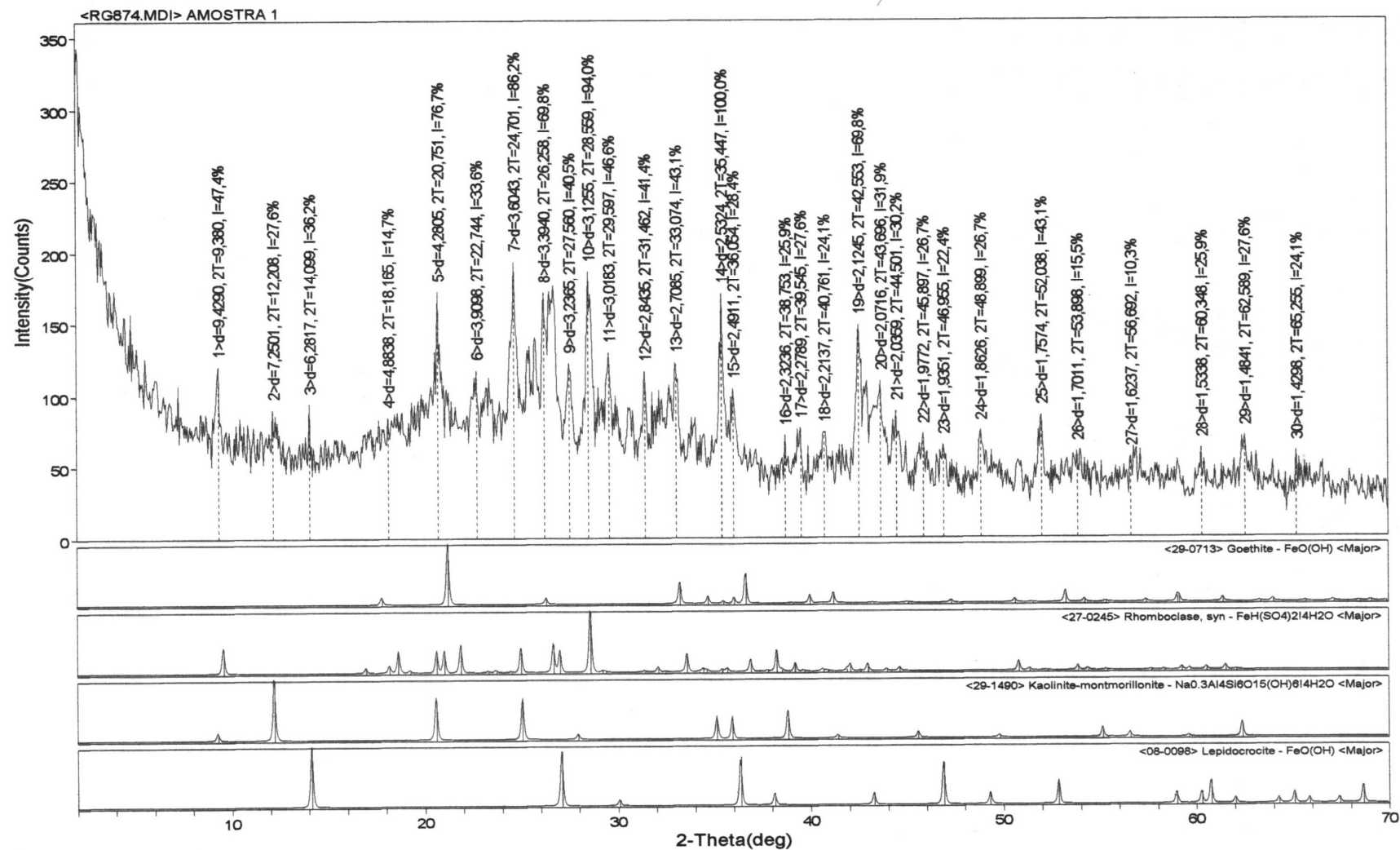
TABELA B4 - PATOLOGIAS EM LIGAÇÕES PARAFUSADAS E REBITADAS	
Cód.	Descrição
PRO	Parafuso Rompido - Cisalhamento do fuste do parafuso devido à tensão cisalhante ou axial superior à resistência do parafuso ou por esmagamento podendo Causar grande deformação à estrutura.
PDO	Parafuso Dobrado - Em parafusos longos, dependendo da solicitação, podem ocorrer momentos capazes de dobrar o parafuso.
CHA	Chapa Rasgada ou Esmagada - Rasgamento ou esmagamento da chapa junto ao parafuso (ou rebite) ou em toda a seção transversal devido a falhas de projeto ou alteração nos níveis de carregamento. Podendo levar a estrutura a grandes deslocamentos.
PAC	Parafuso Curto - Quando o parafuso não ultrapassar dois fios da rosca a porca.
FAL	Furo Alargado - Quando o diâmetro do furo for superior ao diâmetro do parafuso + 1/16" ou diâmetro do rebite x 1,06.
PIN	Parafuso Inclinado - Quando o parafuso não estiver perpendicular à chapa de ligação.
PSA	Parafuso Sem Arruela - Quando for constatada a inexistência de arruela do lado da porca.
COR	Corrosão - Quando for observada a corrosão, considerando se as formas e graus definidos anteriormente.
RRO	Rebite Rompido - Mesma condição de PRO
RDO	Rebite Dobrado - Mesma condição de PDO
RAC	Rebite Curto - Mesma condição de PAC.
RIIN	Rebite Inclinado - Mesma condição de PSA.
RST	Rebite Solto - Quando for observado rebites com o fuste aparente.
CRD	Cabeça do Rebite Defeituosa - Má rebiteagem, podendo causar deslizamento das chapas de ligação e concentração de tensões.
RFX	Rebite Frouxo - Identificado Através de marteladas em rebites escolhidos por amostragem.

Observação: Esta Ficha de Inspeção Periódica tem por objetivo facilitar os trabalhos de campo, sendo, apoiada nos trabalhos de GONÇALVES (1992), CARNEIRO (2005), e publicação do DNIT (2004). Onde este último trabalho segue as orientações do FHWA, Federal Highway Administration, e da AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, onde pontifica o Bridge's Inspector Training Manual / 90, editado pelo FHWA em Julho/1991 e revisado em Março/1995.

Tabela B5 – Instruções para atribuição de notas de avaliação a elementos de ponte com função estrutural. Fonte: DNIT,2004

NOTA	DANOS NO ELEMENTO/ INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nenhuma	Boa	Obra sem problema
4	Há algum dano, mas há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Pequenos serviços de manutenção	Boa/regular	Obra sem problema importante
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, porém sem comprometimento da estabilidade global da ponte	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar o problema em observação sistemática.	Regular	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através de Inspeção Periódica, para identificar em tempo hábil eventual agravamento do quando patológico.
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco eminente de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo	Ruim	Obra problemática: Postergar demais a recuperação da obra pode leva-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. inspeções excepcionais são recomendáveis para monitorar os problemas.
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco eminente de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural), substituição do elemento danificado ou demolição da obra.	Precária	Obra crítica Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações.

ANEXO C – RESULTADO DO ENSAIO DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X



<RG874.MDI> AMOSTRA 1

[JADE - Peak ID Report]

Scan Parameters: Range = 2,0-70,0/0,05, Slew = 1,2(d/m), Max-I = 344, Anode = CU

Date: 03-09-06@13:20

Search Parameters: Filter = 11(pts), Threshold = 3,0(esd), Peak-Cutoff = 0,5%, 2-Theta Zero Offset = 0,0(deg)

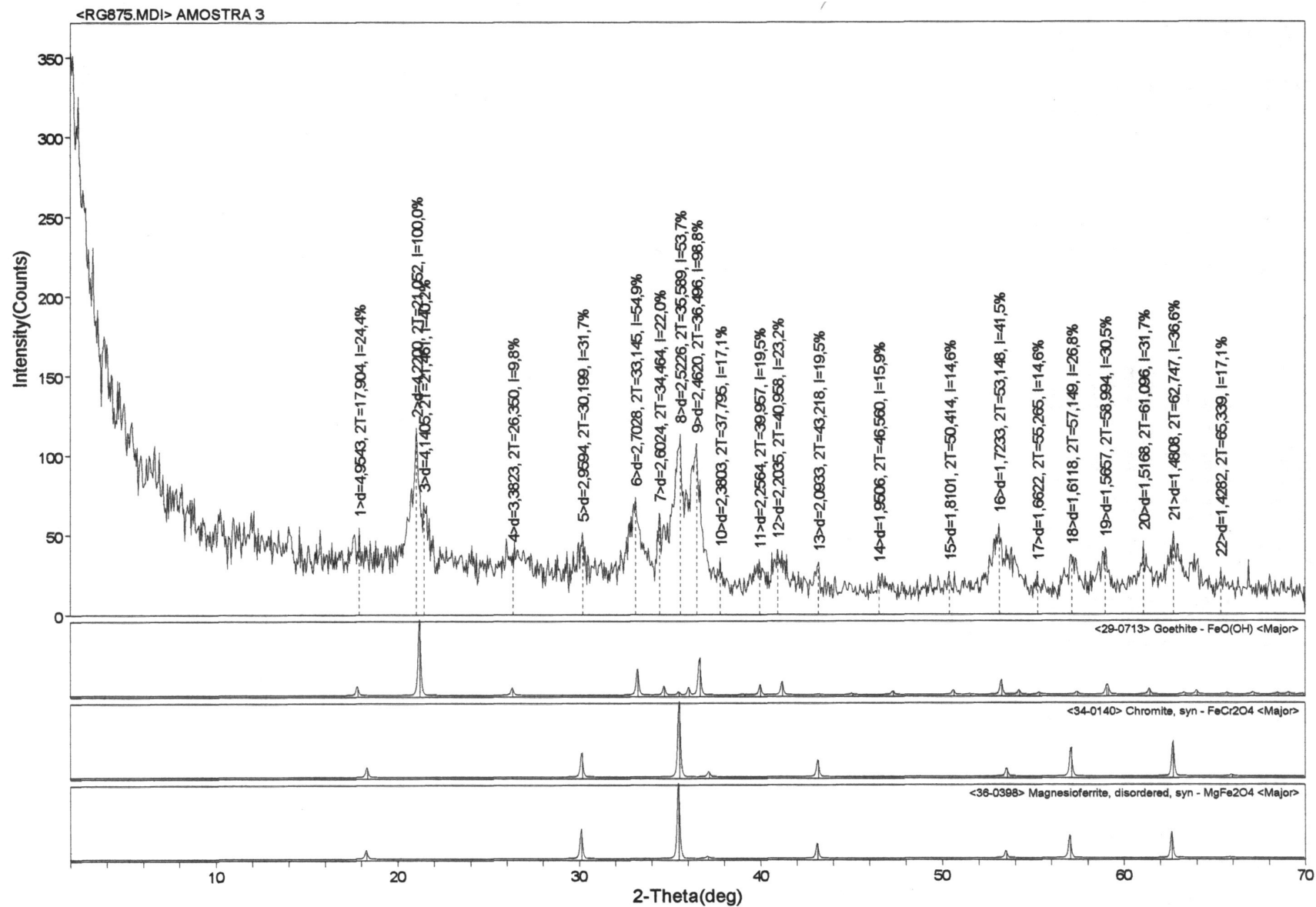
Note: Intensity data from raw counts, Summit peak location, Wavelength for computing d-spacing = 1,541838-CU, K-average>

#	2-Theta	d(A)	BG	Int	I%	Area	A%	FWHM	Phase-ID	d(A)	I%	h	k	l	2-Theta	Delta-2T	#
1	9,380	9,4290	65	55	47,4	10	31,3	0,135	<> PDF#29-1490	9,5000	12				9,309	-0,070	1
2	12,208	7,2501	58	32	27,6	4	10,8	0,080	<> PDF#29-1490	7,2400	100				12,225	0,017	2
3	14,099	6,2817	52	42	36,2	5	13,8	0,078	<> Lepidocrocite	6,2600	100	0	2	0	14,148	0,049	3
4	18,165	4,8838	67	17	14,7	2	4,0	0,056	<> Rhomboclase, syn	4,8600	12	2	0	0	18,254	0,090	4
5	20,751	4,2805	83	89	76,7	21	67,2	0,180	<> Rhomboclase, syn	4,2900	35	2	2	0	20,705	-0,047	5
6	24,701	3,6043	93	100	86,2	26	84,5	0,201	<> Rhomboclase, syn	3,6200	2	2	0	1	24,592	-0,109	6
7	26,258	3,3940	90	81	69,8	18	60,2	0,177	<> Goethite	3,3830	10	1	2	0	26,345	0,087	7
8	28,559	3,1255	77	109	94,0	30	100,0	0,218	<> Rhomboclase, syn	3,1130	100	2	3	1	28,676	0,117	8
9	29,597	3,0183	75	54	46,6	13	41,3	0,182	<> Rhomboclase, syn	3,0330	2	0	5	1	29,450	-0,147	9
10	31,462	2,8435	68	48	41,4	8	24,7	0,123	<> Rhomboclase, syn	2,8400	2	2	4	1	31,501	0,040	10
11	33,074	2,7085	72	50	43,1	9	30,1	0,143	<> Goethite	2,6930	35	1	3	0	33,269	0,196	11
12	35,447	2,5324	54	116	100,0	28	92,9	0,191	<> Rhomboclase, syn	2,5280	4	3	3	1	35,511	0,064	12
13	36,054	2,4911	71	33	28,4	5	14,1	0,102	<> Goethite	2,4890	10	0	4	0	36,086	0,032	13
14	38,753	2,3236	41	30	25,9	4	10,4	0,083	<> PDF#29-1490	2,3190	45				38,833	0,080	14
15	39,545	2,2789	44	32	27,6	4	12,4	0,093	<> Rhomboclase, syn	2,2670	2	1	4	2	39,761	0,217	15
16	40,761	2,2137	45	28	24,1	6	19,8	0,169	<> Rhomboclase, syn	2,2150	4	3	5	1	40,736	-0,026	16
17	42,553	2,1245	67	81	69,8	22	70,8	0,208	<> Rhomboclase, syn	2,1190	2	2	7	1	42,669	0,116	17
18	44,501	2,0359	53	35	30,2	5	13,6	0,093	<> Rhomboclase, syn	2,0270	6	0	6	2	44,708	0,206	18
19	46,955	1,9351	38	26	22,4	6	17,8	0,163	<> Lepidocrocite	1,9370	70	2	0	0	46,906	-0,049	19
20	53,898	1,7011	41	18	15,5	2	4,9	0,064	<> Rhomboclase, syn	1,6990	8	5	4	1	53,969	0,071	20
21	56,692	1,6237	43	12	10,3	2	4,4	0,087	<> PDF#29-1490	1,6260	8				56,604	-0,088	21
22	60,348	1,5338	31	30	25,9	7	20,8	0,165	<> Lepidocrocite	1,5350	20	0	0	2	60,295	-0,053	22
23	62,589	1,4841	38	32	27,6	7	21,0	0,156	<> PDF#29-1490	1,4880	25				62,409	-0,180	23
24	65,255	1,4298	31	28	24,1	3	9,2	0,079	<> Lepidocrocite	1,4330	20	1	7	1	65,082	-0,163	24

@ End-of-List

Average Delta 2-Theta = 0,096

- > PDF#29-0713 ——— Goethite - FeO(OH)
- > PDF#27-0245 ——— Rhomboclase, syn - FeH(SO4)214H2O
- > PDF#29-1490 ——— Kaolinite-montmorillonite - Na0.3Al4Si6O15(OH)614H2O
- > PDF#08-0098 ——— Lepidocrocite - FeO(OH)



<RG875.MDI> AMOSTRA 3

[JADE - Peak ID Report]

Scan Parameters: Range = 2,0-70,0/0,05, Slew = 1,2(d/m), Max-I = 354, Anode = CU

Date: 03-09-06@14:21

Search Parameters: Filter = 11(pts), Threshold = 3,0(esd), Peak-Cutoff = 0,5%, 2-Theta Zero Offset = 0,0(deg)

Note: Intensity data from raw counts, Summit peak location, Wavelength for computing d-spacing = 1,541838<CU, K-average>

#	2-Theta	d(A)	BG	Int	I%	Area	A%	FWHM	Phase-ID	d(A)	I%	h	k	l	2-Theta	Delta-2T	#
1	17,904	4,9543	34	20	24,4	2	2,8	0,052	<> Goethite	4,9800	12	0	2	0	17,811	-0,093	1
2	21,052	4,2200	35	82	100,0	44	92,4	0,423	<> Goethite	4,1830	100	1	1	0	21,240	0,189	2
3	26,350	3,3823	30	8	9,8	1	0,9	0,050	<> Goethite	3,3830	10	1	2	0	26,345	-0,005	3
4	30,199	2,9594	25	26	31,7	6	12,2	0,177	<> Chromite, syn	2,9620	33	2	2	0	30,172	-0,027	4
5	33,145	2,7028	28	45	54,9	22	45,8	0,382	<> Goethite	2,6930	35	1	3	0	33,269	0,124	5
6	34,464	2,6024	45	18	22,0	2	3,5	0,073	<> Goethite	2,5830	12	0	2	1	34,730	0,266	6
7	35,589	2,5226	69	44	53,7	6	11,1	0,095	<> Chromite, syn	2,5260	100	3	1	1	35,540	-0,050	7
8	36,496	2,4620	26	81	98,8	47	100,0	0,464	<> Goethite	2,4500	50	1	1	1	36,681	0,185	8
9	39,957	2,2564	18	16	19,5	2	3,9	0,093	<> Goethite	2,2530	14	1	2	1	40,019	0,062	9
10	40,958	2,2035	21	19	23,2	6	12,4	0,244	<> Goethite	2,1900	18	1	4	0	41,222	0,264	10
11	43,218	2,0933	16	16	19,5	3	5,2	0,123	<> Chromite, syn	2,0943	22	4	0	0	43,197	-0,021	11
12	50,414	1,8101	14	12	14,6	2	3,1	0,097	<> Goethite	1,8020	6	2	1	1	50,658	0,244	12
13	53,148	1,7233	22	34	41,5	11	22,3	0,246	<> Goethite	1,7192	20	2	2	1	53,284	0,137	13
14	55,265	1,6622	14	12	14,6	1	1,8	0,057	<> Goethite	1,6593	3	0	6	0	55,369	0,105	14
15	57,149	1,6118	14	22	26,8	8	15,3	0,262	<> Chromite, syn	1,6125	39	5	1	1	57,121	-0,028	15
16	58,994	1,5657	16	25	30,5	7	13,0	0,195	<> Goethite	1,5637	10	1	5	1	59,077	0,083	16
17	62,747	1,4808	21	30	36,6	9	17,7	0,221	<> Chromite, syn	1,4812	48	4	4	0	62,727	-0,019	17
Average Delta 2-Theta = 0,112																	
End-of-List																	
> PDF#29-0713 ----- Goethite - FeO(OH)																	
> PDF#34-0140 ----- Chromite, syn - FeCr2O4																	