

Recursos para Desenvolvimento Tecnológico - RDT,

Capítulo XX do Edital 02, Lote 05, item 10 do PER

Rodovia BR 381

Trecho Belo Horizonte – São Paulo

PROJETO 4

SGP/AFD_04 REV.0

**DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE “STRUCTURAL HEALTH MONITORING” PARA
AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PONTES RODOVIÁRIAS**



RELATÓRIO FINAL

JULHO 2015

SUMÁRIO

1. CONCESSIONÁRIA	13
2. DESCRIÇÃO DO PROJETO	13
2.1. TÍTULO DO PROJETO	13
2.2. OBJETIVO	13
2.2.1. Objetivo Geral	13
2.2.2. Objetivos Específicos	13
3. JUSTIFICATIVA	14
4. ESTRUTURA DO RELATÓRIO	16
5. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO	17
5.1. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS	18
5.2. ATIVIDADES	18
6. DESCRIÇÃO DA OBRA	20
6.1. Superestrutura	21
6.2. Mesoestrutura	21
6.3. Infraestrutura	21
7. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO	22
7.1. SENSORES	22
7.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	27
7.3. ARMAZENAMENTO E ACESSO AOS DADOS	29
8. MONITORAMENTO E ANÁLISES	30
8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
8.2. RESULTADOS DO SISTEMA DE CORDA VIBRANTE	30
8.3. EFEITOS DAS CARGAS MÓVEIS	33
8.3.1. Resposta devido ao tráfego	33
8.3.2. Efeito da velocidade	35
8.4. ESTUDO DA FADIGA	38
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	41
9.1. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO	41
9.2. CONDIÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE	42
9.3. TRABALHOS EM ANDAMENTO E FUTUROS	43
9.4. TRABALHOS ACADÊMICOS E PUBLICAÇÕES	43

10. ENTIDADE E EQUIPE EXECUTORA	45
ANEXO A. AVALIAÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA: INSPEÇÃO VISUAL E ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS	46
A.1. INSPEÇÃO VISUAL.....	47
A.1.1. Considerações iniciais	47
A.1.2. Inspeção da Pista Norte	48
A.1.3. Inspeção da Pista Sul.....	52
A.2. ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS.....	55
A.2.1. Ensaios laboratoriais dos corpos-de-prova	57
A.2.2. Esclerometria	65
A.2.3. Avaliação da carbonatação do concreto	67
A.3. PANORAMA DE FISSURAÇÃO	69
ANEXO B. MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO: PROCEDIMENTO E RESULTADOS	83
B.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	84
B.2. Descrição e posicionamento dos sensores e transdutores	84
B.2.1. Deslocamento e abertura de fissura	84
B.2.2. Deformações	86
B.2.3. Acelerações	91
B.3. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	92
B.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	93
B.5. DADOS COLETADOS.....	95
B.5.1. Monitoramento do tráfego normal	95
B.5.2. Monitoramento do tráfego controlado	101
B.6. ANÁLISE ESPECTRAL	108
B.7. AVALIAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FADIGA COM BASE NOS DADOS DE MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO.....	122
B.7.1. Verificação da fadiga no concreto	123
B.7.2. Verificação da fadiga na armadura	125
B.7.3. Resultados.....	131
B.7.4. Considerações finais	136
ANEXO C. MODELAGEM NUMÉRICA POR ELEMENTOS FINITOS	138
C.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	139
C.2. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	139
C.2.1. Modelo linear.....	139
C.2.2. Modelo não linear.....	140
C.3. APLICAÇÕES DOS MODELOS NUMÉRICOS E DADOS DE ENSAIO	151
C.3.1. Comparações entre resultados do modelo não linear e ensaios de carga	151
C.3.2. Calibração de um modelo linear	154
C.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	157
ANEXO D. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO: DETALHAMENTO E INSTALAÇÃO	159
D.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	160
D.2. DETALHAMENTO DO SISTEMA	161
D.2.1. Sensores utilizados no sistema	161
D.2.2. Localização dos sensores	165

D.2.3.	Câmera de monitoramento do tráfego	169
D.2.4.	Sistema de aquisição de dados	170
D.2.5.	Sistema de visualização <i>on-line</i>	174
D.3.	TESTES DOS SENSORES	178
D.3.1.	Teste da resistência de colagem e máxima deformabilidade	178
D.3.2.	Teste da tração em barra de aço	185
D.4.	IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA	188
D.4.1.	Instalação dos sensores	189
D.4.2.	Configuração dos sistemas de aquisição	200
ANEXO E.	PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS DADOS DO SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO	206
E.1.	INTRODUÇÃO	207
E.2.	SINAIS COLETADOS PELO SISTEMA LENTO	207
E.2.1.	Processamento dos sinais	207
E.2.2.	Apresentação dos sinais	209
E.2.3.	Comportamento devido às variações de temperatura	219
E.3.	ANÁLISE DOS SINAIS COLETADOS PELO SISTEMA RÁPIDO	234
E.3.1.	Análise dos valores máximos registrados nas armaduras	235
E.3.2.	Análise da fadiga nas armaduras utilizando os dados de longa duração	255
ANEXO F.	ESTUDO DA DEGRADAÇÃO	269
F.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	270
F.1.1.	Deterioração por carbonatação	270
F.1.2.	Deterioração por corrosão	275
F.2.	ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DA DETERIORAÇÃO	277
F.3.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	280
ANEXO G.	USO DE RECEPTORES GPS DE 100 Hz NA INSTRUMENTAÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO JAGUARI.....	281
G.1.	INTRODUÇÃO	282
G.2.	MÉTODO UTILIZADO COM GPS.....	282
G.2.1.	Oscilador Eletromecânico	283
G.2.2.	Análise Espectral dos Dados	284
G.3.	COLETA DE DADOS COM RECEPTOR GPS DE 100 HZ	285
G.3.1.	Transporte de Coordenadas Para a Região mais próxima da Ponte	285
G.3.2.	Simulações com o EMO.....	286
G.3.3.	Resultados das simulações com o EMO.....	287
G.4.	COLETA DE DADOS GPS SOBRE A PONTE DE CONCRETO DO RIO JAGUARI.....	288
G.4.1.	Layout da Instrumentação	288
G.4.2.	Coleta de Dados GPS.....	289
G.4.3.	Resultados obtidos por meio do posicionamento por GPS	290
ANEXO H.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	292
H.1.	REFERÊNCIAS GERAIS	293
H.2.	REFERÊNCIAS DO ANEXO G	295

LISTA DE FIGURAS DO DOCUMENTO

Figura 1 – Pontes sobre o Rio Jaguari: (a) vista geral; (b) localização.	20
Figura 2 – Vista do sistema de monitoramento mostrando a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras.	23
Figura 3 – Transdutores de deslocamento instalados no meio de vão e nos apoios da ponte.	24
Figura 4 – Posição dos transdutores de abertura de fissura instalados nas vigas.	24
Figura 5 – Posição dos extensômetros na Seção S1.	25
Figura 6 – Posições dos extensômetros e do transdutor de abertura de fissura na laje na Seção S3.	25
Figura 7 – Posições dos extensômetros e do transdutor de abertura de fissura na laje na Seção S5.	25
Figura 8 – Extensômetros instalados nas armaduras.	26
Figura 9 – Extensômetros instalados no concreto.	26
Figura 10 – Posição dos transdutores de abertura de fissura em lajes.	27
Figura 11 – Transdutor de abertura de fissura em laje.	27
Figura 12 – Esquema da central de monitoramento instalada na ponte sul do Rio Jaguari.	28
Figura 13 – Página gerada pelo sistema Vista Data Vision para os dados do sistema de corda vibrante instalado na ponte do Rio Jaguari.	29
Figura 14 – Interface web para visualização dos dados do sistema de monitoramento rápido.	30
Figura 15 – Flechas e temperatura medidas utilizando o sistema de medição de corda vibrante.	31
Figura 16 – Deformações nas armaduras inferiores da seção S5 (meio do vão mais próximo a SP).	32
Figura 17 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G1.	33
Figura 18 – Histogramas de valores máximos por registro para o sensor E16.	34
Figura 19 – Imagens e série temporal dos sinais de deformação na seção S5 durante evento de carregamento extremo.	35
Figura 20 – Deslocamentos medidos para velocidades diferentes.	36
Figura 21 – Deformações na Seção S1 medidas para velocidades diferentes.	36
Figura 22 – Deformações na Seção S3 medidas para velocidades diferentes.	37
Figura 23 – Deformações na Seção S3 medidas para velocidades diferentes.	37
Figura 24 – Resultados de verificação da fadiga no concreto.	39

LISTA DE FIGURAS DOS ANEXOS

Figura A.1 – Detalhes das técnicas de inspeção utilizadas: (a) furação da estrutura do guarda-rodas; (b) colocação das cordas; (c) inspeção do vão de 26 m da ponte Norte; (d) inspeção com auxílio do Munk.	47
Figura A.2 – Distorção dos aparelhos de apoio – ponte norte.	49
Figura A.3 – Esmagamento do apoio elastomérico do pilar P2A.	49
Figura A.4 – Fissuras colmatadas no vão entre os pilares P1 e P2.	50
Figura A.5 – Fissura no pilar P3B.	51
Figura A.6 – Fissuras nas lajes.	51
Figura A.7 – Lixiviação do concreto através das fissuras na laje.	52
Figura A.8 – Aparelhos de apoio da ponte sul.	53
Figura A.9 – Manchas de oxidação e eflorescências nas lajes da ponte sul.	54
Figura A.10 – Detalhe da fissura na laje próxima ao par de pilares P4.	55
Figura A.11 – Ensaio de esclerometria e extração de corpos-de-prova.	56
Figura A.12 – Ensaio de esclerometria e extração de corpos-de-prova.	57
Figura A.13 – Absorção por capilaridade em função do tempo para os CP's extraídos.	60
Figura A.14 – Realização de ensaios de resistividade elétrica nos corpos de prova.	62
Figura A.15 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto.	65

Figura A.16 – Ensaio de carbonatação do concreto.....	67
Figura A.17 – Panorama de fissuração entre os pilares P1A e P2A.....	69
Figura A.18 – Panorama de fissuração entre os pilares P2A e P3A.....	70
Figura A.19 – Panorama de fissuração entre os pilares P3A e P4A.....	71
Figura A.20 – Panorama de fissuração entre os pilares P4A e P5A.....	72
Figura A.21 – Panorama de fissuração entre os pilares P5A e P6A.....	73
Figura A.22 – Panorama de fissuração entre os pilares P1B e P2B.....	74
Figura A.23 – Panorama de fissuração entre os pilares P2B e P3B.....	75
Figura A.24 – Panorama de fissuração entre os pilares P3B e P4B.....	76
Figura A.25 – Panorama de fissuração entre os pilares P4B e P5B.....	77
Figura A.26 – Panorama de fissuração entre os pilares P5B e P6B.....	78
Figura A.27 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P1 e P2.....	79
Figura A.28 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P2 e P3.....	80
Figura A.29 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P3 e P4.....	81
Figura A.30 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P4 e P5.....	82
Figura B.1 – Plataforma metálica de acesso a viga e o topo dos pilares.....	84
Figura B.2 – Transdutores de deslocamento instalados na ponte sul sobre o Rio Jaguari.....	85
Figura B.3 – Corte longitudinal: identificação e localização dos transdutores de deslocamento e acelerômetros.....	86
Figura B.4 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S1.....	86
Figura B.5 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S2.....	87
Figura B.6 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S3.....	87
Figura B.7 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S4.....	87
Figura B.8 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S5.....	88
Figura B.9 – Sequência de instalação de um extensômetro na armadura.....	90
Figura B.10 – Sequência de instalação de um extensômetro no concreto sob o pavimento.....	91
Figura B.11 – Detalhe do acelerômetro instalado no meio do vão entre os pilares P5 e P6.....	92
Figura B.12 – Sistema de monitoramento da ponte sul sobre o Rio Jaguari.....	93
Figura B.13 – Veículo de prova usado no monitoramento com tráfego controlado.....	94
Figura B.14 – Distância entre eixos e cargas por roda.....	94
Figura B.15 – Realização do ensaio quase-estático.....	95
Figura B.16 – Deformação da seção S1 para um ensaio de 30 minutos.....	96
Figura B.17 – Deformação da seção S2 para um ensaio de 30 minutos.....	96
Figura B.18 – Deformação da seção S3 para um ensaio de 30 minutos.....	97
Figura B.19 – Deformação da seção S4 para um ensaio de 30 minutos.....	97
Figura B.20 – Deformação da seção S5 para um ensaio de 30 minutos.....	98
Figura B.21 – Deformações máximas para a seção S1.....	98
Figura B.22 – Deformações máximas para a seção S2.....	98
Figura B.23 – Deformações máximas para a seção S3.....	99
Figura B.24 – Deformações máximas para a seção S4.....	99
Figura B.25 – Deformações máximas para a seção S5.....	99
Figura B.26 – Deslocamentos medidos durante um ensaio de 30 minutos.....	100
Figura B.27 – Deformações para a seção S1.....	102
Figura B.28 – Deformações para a seção S2.....	102
Figura B.29 – Deformações para a seção S3.....	102
Figura B.30 – Deformações para a seção S4.....	103
Figura B.31 – Deformações para a seção S5.....	103
Figura B.32 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova na faixa 2.....	103
Figura B.33 – Deformações para a seção S1.....	104

Figura B.34 – Deformações para a seção S2.....	104
Figura B.35 – Deformações para a seção S3.....	104
Figura B.36 – Deformações para a seção S4.....	105
Figura B.37 – Deformações para a seção S5.....	105
Figura B.38 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova sobre o eixo longitudinal da via.	105
Figura B.39 – Deformações para a seção S1.....	106
Figura B.40 – Deformações para a seção S2.....	106
Figura B.41 – Deformações para a seção S3.....	106
Figura B.42 – Deformações para a seção S4.....	107
Figura B.43 – Deformações para a seção S5.....	107
Figura B.44 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova na faixa 1.	107
Figura B.45 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 20 km/h.	108
Figura B.46 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 40 km/h.	108
Figura B.47 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 60 km/h.	109
Figura B.48 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 90 km/h.	109
Figura B.49 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 20 km/h.....	110
Figura B.50 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 40 km/h.....	111
Figura B.51 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 60 km/h.....	112
Figura B.52 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 90 km/h.....	113
Figura B.53 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 1º dia de ensaio.....	114
Figura B.54 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 2º dia de ensaio.	115
Figura B.55 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 3º dia de ensaio.	116
Figura B.56 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 4º dia de ensaio.	117
Figura B.57 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S1, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.	118
Figura B.58 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S1, para o monitoramento do tráfego normal no 2º dia de ensaio.	119
Figura B.59 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S3, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.	120
Figura B.60 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S5, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.	121
Figura B.61 – Curva SN para barras de armadura retas (Eurocode 2).....	126
Figura B.62 – Modelo de propagação de fissura para uma barra de armadura.	128
Figura B.63 – Fadiga do concreto nas seções instrumentadas.....	132
Figura B.64 – Histograma de tensões para as 20 horas de monitoramento do tráfego normal.....	134
Figura B.65 – Evolução do dano em função da perda da seção transversal.	135
Figura B.66 – Propagação da fissura em função do número de ciclos: seção S1, E4.	136
Figura B.67 – Propagação da fissura em função do número de ciclos: seção S3, E18.	136
Figura C.1 – Modelo de elementos finitos linear utilizado nos estudos.	140
Figura C.2 – Vista da ponte sobre o Rio Jaguari – Modelo em sólidos.....	141
Figura C.3 – Vista da ponte sobre o Rio Jaguari – Modelo em sólidos.....	141

Figura C.4 – Detalhe do aumento da espessura da longarina sobre os pilares.....	142
Figura C.5 – Armadura de flexão e fissuração completa (a) e concentrada (b).	142
Figura C.6 – Armadura de cisalhamento completa (a) e concentrada (b).	143
Figura C.7 – Vista aproximada da concentração para armadura de cisalhamento.....	143
Figura C.8 – Vista afastada (a) e aproximada (b) da concentração de armadura de pele	144
Figura C.9 – Concentração de armadura longitudinal de flexão negativa	144
Figura C.10 – Concentração de armadura longitudinal de flexão positiva.....	144
Figura C.11 – Concentração de armadura das transversinas intermediárias.....	145
Figura C.12 – Concentração de armadura das transversinas de apoio.	145
Figura C.13 – Concentração de armadura transversal de flexão positiva.	146
Figura C.14 – Concentração de armadura transversal de flexão negativa.....	146
Figura C.15 – Vista inferior das concentrações de armadura inseridas no modelo numérico.	146
Figura C.16 – Diagramas de amolecimento à tração.....	150
Figura C.17– Seção transversal e vista do aparelho de apoio em elastômero fretado.....	151
Figura C.18 – Caso 1: trem-tipo sobre a Longarina LB, vão de 30m.....	152
Figura C.19 – Caso 2: trem-tipo sobre a Longarina LA, vão de 26m.....	153
Figura C.20 – Pontos de máximo e mínimo para o deslocamento medido em campo e obtidos numericamente.	156
Figura C.21 – Comparação entre os deslocamentos para o ensaio a 20 km/h.	157
Figura C.22 – Comparação entre as deformações para o ensaio a 20 km/h.....	157
Figura D.1 – Sensores utilizados no sistema de medição rápido.	162
Figura D.2 – Sensor de deformação da armadura – corda vibrante.	163
Figura D.3 – Sensor de deformação do concreto – corda vibrante.....	163
Figura D.4 – Sensor de abertura de fissuras – corda vibrante.	164
Figura D.5 – Sensor para medição da abertura de fissura nas lajes – corda vibrante.	164
Figura D.6 – Transdutores de deslocamento de corda vibrante.	164
Figura D.7 – Vista do sistema de monitoramento mostrando a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras.....	165
Figura D.8 – Transdutores de deslocamento instalados no meio de vão e nos apoios da ponte.....	166
Figura D.9 – Posição dos transdutores de abertura de fissuras instalados nas vigas.	166
Figura D.10 – Posição dos extensômetros na Seção S1.	167
Figura D.11 – Posições dos extensômetros e transdutor de abertura de fissuras na laje na Seção S3.	167
Figura D.12 – Posições dos extensômetros e transdutor de abertura de fissuras na laje na Seção S5.	167
Figura D.13 – Extensômetros instalados nas armaduras.	168
Figura D.14 – Extensômetros instalados no concreto.....	168
Figura D.15 – Posição dos transdutores de abertura de fissura em lajes.	169
Figura D.16 – Transdutor de abertura de fissura em lajes.	169
Figura D.17 – Localização da câmera de monitoramento de tráfego e central de monitoramento.....	170
Figura D.18 – Exemplo de imagem obtida pela câmera de monitoramento de tráfego.	170
Figura D.19 – Esquema da central de monitoramento instalada na ponte sul do Rio Jaguari.	171
Figura D.20 – Sistema de aquisição de dados <i>CompactRIO – National Instruments</i>	172
Figura D.21 – Sistema MICRO-1000.....	173
Figura D.22 – Caixas de proteção dos sistemas de aquisição.....	173
Figura D.23 – Container instalado para a central de monitoramento.	174
Figura D.24 – Página gerada pelo sistema Vista Data Vision para os dados do sistema de corda vibrante instalado na ponte do Rio Jaguari.	174
Figura D.25 – Interface web para visualização dos do sistema de monitoramento rápido.....	175
Figura D.26 – Imagem com o plano de monitoramento.	176
Figura D.27 – Barra de navegação da interface web.....	177

Figura D.28 – Gráfico dos resultados do sistema rápido de medições.	177
Figura D.29 – Visualização das imagens capturadas pela câmera através da interface Web.	178
Figura D.30 – Esquema de ensaio.	179
Figura D.31 – Distribuição das deformações ao longo da altura da seção.	179
Figura D.32 – Cola à base de metil metacrilato X60.	181
Figura D.33 – Corpo de prova com extensômetro colado.	182
Figura D.34 – Deformações medidas para os pesos P1, P2 e P3.	184
Figura D.35 – Condição do extensômetro após a deformação máxima da barra.	185
Figura D.36 – Ensaio de tração na barra de aço.	186
Figura D.37 – Instalação do sensor de corda vibrante: (a) colocação do sensor entre os terminais; (b) vista com os dois sensores instalados.	186
Figura D.38 – Relação carga x deformação para os ciclos de carga.	188
Figura D.39 – Localização do sistema de monitoramento e dos trechos executados em cada etapa.	189
Figura D.40 – Armadura exposta com a superfície da armadura regularizada e gabarito do transdutor de corda vibrante posicionado.	190
Figura D.41 – Equipe realizando a soldagem das patas de fixação do transdutor de deformações de corda vibrante na armadura da ponte.	190
Figura D.42 – Transdutor de deformações de corda vibrante (direita) e extensômetro elétrico instalados.	191
Figura D.43 – Fechamento da abertura do cobrimento do concreto.	191
Figura D.44 – Resultado final do reparo ao cobrimento removido.	191
Figura D.45 – Transdutores de deformação para concreto: (a) corda vibrante; (b) ponte completa BDI.	192
Figura D.46 – Detalhe mostrando o uso de transdutores diferentes para medir o deslocamento em um mesmo ponto.	192
Figura D.47 – Instrumentação do aparelho de apoio do Pilar P5A.	193
Figura D.48 – Transdutores de deslocamentos para medições no meio de vão.	194
Figura D.49 – Caminhão Munck com gaiola para acesso à parte interna da viga.	195
Figura D.50 – Mola e medidores de deslocamento empregados no meio de vão.	195
Figura D.51 – Transdutores de deformação e deslocamento instalados na face inferior do tabuleiro.	196
Figura D.52 – Multiplexadores instalados na viga transversa.	196
Figura D.53 – Instalação das eletrocalhas na lateral das longarinas.	197
Figura D.54 – Instalação das eletrocalhas na lateral das longarinas.	197
Figura D.55 – Vista das eletrocalhas instaladas.	198
Figura D.56 – Caixa de proteção para sensor de abertura de fissuras.	198
Figura D.57 – Dispositivos para proteção contra descargas atmosféricas.	199
Figura D.58 – Procedimento de instalação da câmera de tráfego.	199
Figura D.59 - Estrutura principal do programa para aquisição e armazenamento de sinais de monitoração.	201
Figura D.60 – Etapas de inicialização que antecede a aquisição dos sinais.	201
Figura D.61 – Estrutura de pastas para o armazenamento dos arquivos de dados.	203
Figura D.62 - Estrutura de pastas para o armazenamento dos arquivos de imagens.	204
Figura D.63 – Interface gráfica de programação do <i>datalogger</i> utilizando o software <i>Multilogger</i>	204
Figura D.64 – Programa <i>Multilogger</i> realizado a coleta remota automática dos dados.	205
Figura E.1 - Processo de remoção dos picos devido à carga móvel sobre a ponte.	208
Figura E.2 – Deformações medidas na seção S1.	210
Figura E.3 – Deformações medidas na seção S3.	211
Figura E.4 – Deformações medidas na seção S5.	212
Figura E.5 – Deslocamentos nos meios de vão (flechas).	213
Figura E.6 – Deslocamentos verticais dos aparelhos de apoio.	213

Figura E.7 – Deslocamentos transversais dos aparelhos de apoio.....	214
Figura E.8 – Deslocamentos longitudinais dos aparelhos de apoio.	214
Figura E.9 – Medidas das aberturas de fissuras das vigas longarinas.	215
Figura E.10 – Abertura de fissuras nas lajes do tabuleiro da ponte.....	216
Figura E.11 – Deslocamentos longitudinais dos aparelhos de apoio monitorados.....	218
Figura E.12 – Deslocamentos transversais dos aparelhos de apoio monitorados.....	218
Figura E.13 – Deslocamentos verticais dos aparelhos de apoio monitorados.....	219
Figura E.14 – Comportamento da Seção S1A durante um período de três dias.....	220
Figura E.15 – Comportamento da Seção S1B durante um período de três dias.....	220
Figura E.16 – Comportamento da Seção S3A durante um período de três dias.....	221
Figura E.17 – Comportamento da Seção S3B durante um período de três dias.....	221
Figura E.18 – Comportamento da Seção S5A durante um período de três dias.....	222
Figura E.19 – Comportamento da Seção S5B durante um período de dois dias.....	222
Figura E.20 – Comportamento armadura inferior da laje na seção S5 durante um período de três dias.	223
Figura E.21 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G1.....	224
Figura E.22 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G2.....	224
Figura E.23 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G3.....	225
Figura E.24 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G4.....	225
Figura E.25 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G5.....	226
Figura E.26 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G6.....	226
Figura E.27 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G7.....	227
Figura E.28 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G8.....	227
Figura E.29 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G9.....	228
Figura E.30 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G10.....	228
Figura E.31 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G11.....	229
Figura E.32 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G12.....	229
Figura E.33 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G13.....	230
Figura E.34 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G14.....	230
Figura E.35 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G15.....	231
Figura E.36 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G16.....	231
Figura E.37 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G17.....	232
Figura E.38 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G18.....	232
Figura E.39 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G19.....	233
Figura E.40 – Histogramas das variações térmicas diárias do sensor G18 antes da mudança de posição... ..	234
Figura E.41 – Histogramas das variações térmicas diárias do sensor G18 após a mudança de posição.	234
Figura E.42 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E1 e E4.....	235
Figura E.43 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E1.....	236
Figura E.44 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E1.....	237
Figura E.45 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E1.....	238
Figura E.46 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E4.....	239
Figura E.47 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E4 (câmera inoperante no período de ocorrência).	239
Figura E.48 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E4.....	240
Figura E.49 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E7 e E10.....	241
Figura E.50 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E7.....	242
Figura E.51 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E7.....	243
Figura E.52 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E7(câmera inoperante no período de ocorrência).	243
Figura E.53 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E10.....	244

Figura E.54 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E10.....	245
Figura E.55 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E10.....	246
Figura E.56 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E13 e E16.....	247
Figura E.57 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E13.....	248
Figura E.58 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E13.....	249
Figura E.59 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E13(câmera inoperante no período de ocorrência).	249
Figura E.60 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E16.....	250
Figura E.61 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E16.....	251
Figura E.62 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E16(câmera inoperante no período de ocorrência).	251
Figura E.63 – Histograma de valores máximos por registro para o sensor E19.....	252
Figura E.64 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E19.....	253
Figura E.65 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E19.....	254
Figura E.66 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E16.....	255
Figura E.67 – Matriz <i>rainflow</i> do extensômetro E1S1 da ponte sobre o Rio Jaguari para diferentes intervalos de medição.	262
Figura E.68 – Efeito do tamanho da amostra no cálculo da tensão equivalente.....	262
Figura E.69 – Efeito do limite de corte (<i>cutoff</i>) no número de ciclos para o extensômetro E16 da seção S5.	263
Figura E.70 – Histogramas de tensão nas vigas para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.	265
Figura E.71 – Histograma de tensão na armadura da laje para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.	267
Figura F.1 – Estado inicial do concreto em relação a carbonatação.	271
Figura F.2 – Representação do avanço da carbonatação.....	271
Figura F.3 – Curva de deterioração para estruturas de concreto.	275
Figura F.4 – Tipos de corrosão.....	276
Figura F.5 – Curvas do coef. de confiabilidade para despassivação da armadura pro carbonatação.	279
Figura F.6 – Curva de deterioração para ponte sobre o Rio Jaguari.	280
Figura G.1 – Antena GPS do receptor móvel sobre a ponte.....	283
Figura G.2 – Satélite de referência e Satélite de medição	283
Figura G.3 – Detalhamento do Oscilador Eletromecânico com a antena JAVAD.....	284
Figura G.4 – (a) Marco geodésico, (b) Projeto para construção proposto pelo IBGE e (c) Mapa de situação da ponte e marco geodésico.	286
Figura G.5 – Coleta de dados no Pilar Geodésico para homologação pelo IBGE.	286
Figura G.6 – Antena GPS sobre o Oscilador Eletromecânico no Pilar Geodésico.	287
Figura G.7 – CWT dos resíduos da série temporal em observações entre 3500-5500, com nível de significância em 5% limitado pelo COI.....	288
Figura G.8 – Vista sobre a ponte no momento do rastreio com o receptor GPS.....	289
Figura G.9 – Vista da ponte com o posicionamento do receptor GPS no vão de 30m.	289
Figura G.10 – CWT dos resíduos da série temporal em observações entre 0-6000, com nível de significância em 5% limitado pelo COI	290

Tabela 1 – Resumo do sistema de monitoramento da ponte do Rio Jaguari.....	22
Tabela 2 – Relação dos sensores instalados na ponte do Rio Jaguari.	23

LISTA DE TABELAS DOS ANEXOS

Tabela A.1 – Dimensões finais e relação h/d para os corpos-de-prova extraídos.....	58
Tabela A.2 – Recomendação do CEB-FIP 192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão.	58
Tabela A.3 – Resultados do ensaio de absorção, índice de vazios e massa específica real.	59
Tabela A.4 – Resultados do ensaio de determinação da umidade de equilíbrio.	61
Tabela A.5 - Recomendação do CEB-FIP 192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão (CEB-FIP, 1989).	62
Tabela A.6 – Resultados do ensaio de resistividade elétrica do concreto.	63
Tabela A.7 – Resultados obtidos com os ensaios realizados com os corpos-de-prova extraídos.....	64
Tabela A.8 – Resultados de índice esclerométrico e estimativa da resistência à compressão.....	66
Tabela A.9 – Resultados da profundidade de carbonatação.....	68
Tabela B.1 – Parâmetros da curva SN para barras de armadura (Eurocode 2).....	126
Tabela B.2 – Resultados de verificação à fadiga na armadura.	134
Tabela C.1 – Caracterização do concreto (ensaio de compressão axial).....	147
Tabela C.2 – Parâmetros para caracterização da não-linearidade física do concreto	148
Tabela C.3 – Valores-base de Energia da Fratura.....	149
Tabela C.4 – Dimensões e quantitativos dos aparelhos de apoio em elastômero fretado.....	150
Tabela C.5 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m).....	154
Tabela C.6 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m).....	154
Tabela C.7 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)	154
Tabela D.1 – Efeitos medidos e sensores para o monitoramento da ponte do Rio Jaguari.....	161
Tabela D.2 – Relação dos sensores instalados na ponte do Rio Jaguari.....	165
Tabela D.3 – Especificações técnicas da cola metil metacrilato X60.....	181
Tabela D.4 – Deformações medidas pelo sistema NI.	183
Tabela D.5 – Deformações obtidas até o limite de deformação máximo da barra.	184
Tabela D.6 – Deformações obtidas durante os ciclos de carga.....	187
Tabela D.7 – Descrição das sub-rotinas do loop de aquisição.	202
Tabela E.1 – Máximos registrados para os sensores E1 e E4.	236
Tabela E.2 – Máximos registrados para os sensores E7 e E10.	241
Tabela E.3 – Máximos registrados para os sensores E13 e E16.	247
Tabela E.4 – Máximos registrados para os sensores E13 e E16.	252
Tabela E.5 – Faixa de tensão equivalente para diferentes valores limites de corte com dados do extensômetro E16 – viga 1, seção S5.	264
Tabela E.6 – Parâmetros de fadiga nas vigas para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.....	266
Tabela E.7 – Parâmetros de fadiga na laje para um mês de monitoramento do tráfego não controlado. ..	267
Tabela F.1 – Modelos de previsão da frente de carbonatação.	272
Tabela F.2 – Aferição da frente de carbonatação.	278

1. CONCESSIONÁRIA

Autopista Fernão Dias

2. DESCRIÇÃO DO PROJETO

2.1. TÍTULO DO PROJETO

Desenvolvimento e Aplicação de Técnicas de “*Structural Health Monitoring*” para Avaliação Estrutural de Pontes Rodoviárias

2.2. OBJETIVO

2.2.1. Objetivo Geral

O objetivo deste projeto foi dar continuidade ao trabalho desenvolvido no projeto “Desenvolvimento de Metodologia de Projeto de Monitoração Estrutural para Pontes Rodoviárias” e aplicar a metodologia desenvolvida, juntamente com novas técnicas de “*Structural Health Monitoring*”, para avaliação estrutural das Pontes do Rio Jaguari, localizadas em Extrema-MG. As pontes do Rio Jaguari (direita e esquerda) foram, inicialmente, objeto de monitorações específicas e, posteriormente, uma delas foi escolhida para aplicação de um sistema de monitoração “*on-line*” que foi acompanhado e analisado por um período de dois anos.

2.2.2. Objetivos Específicos

Os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos para buscar atingir o objetivo geral:

- Realizar o levantamento das condições de resistência e integridade das pontes do Rio Jaguari por meio de campanhas localizadas de monitoração;
- Desenvolver/aprimorar as técnicas modernas de “*Structural Health Monitoring*” (SHM) para a interpretação realista das respostas estáticas e dinâmicas de pontes rodoviárias, considerando interações estrutura-fundação-solo;
- Aplicação e customização de softwares específicos para simulações computacionais realistas do comportamento destas estruturas;
- Desenvolvimento de sistemas de monitoração “*on-line*” com base em redes de sensores “*wireless*” integrados a enlaces de comunicação de longa distância;

- Desenvolvimento de ferramentas que permitam avaliar a degradação estrutural da ponte em estudo ao longo do período de análise;
- Determinação de vida útil à fadiga da ponte rodoviária, e suas similares, por meio de métodos avançados, abordando questões de confiabilidade estrutural;
- Verificação da influência de aumento da carga e de velocidade dos veículos na vida útil da estrutura em estudo e suas similares.

3. JUSTIFICATIVA

A disponibilidade de recursos que permitem realizar o monitoramento do comportamento estrutural das obras de grande relevância tem crescido significativamente. Tecnologias eficientes usadas na fabricação de diferentes famílias de sensores e transdutores, miniaturização de condicionadores de sinais, equipamentos digitais de alto desempenho, softwares competentes para processamento e análise de sinais e também para análise do comportamento estrutural, tecnologias para monitoramento à distância através de redes de sensores sem fio, etc. definem um panorama relativamente novo e promissor. Atualmente, se trabalha no acompanhamento “*on-line*” de funções que caracterizam o comportamento da estrutura e na utilização de técnicas de “Structural Health Monitoring”, as quais compreendem a aquisição de dados, validação, análise, prognósticos e o gerenciamento da segurança estrutural em tempo real.

Dentro do quadro acima é que se insere o presente projeto de pesquisa. O projeto visou agregar as ferramentas disponíveis, algumas delas tradicionais, de maneira a poder realizar o monitoramento estrutural, incluindo acompanhamento “*on-line*” a distância. Assim, deformações, deslocamentos, rotações, acelerações, temperatura, força e outras variáveis puderam ser medidos através do uso de número adequado de canais de instrumentação, sendo que os resultados encontrados foram analisados através de softwares já existentes e outros desenvolvidos pelo grupo de pesquisa em conformidade com as técnicas de SHM.

Pode-se dizer que SHM consiste da obtenção de informações sobre a integridade e confiabilidade de uma estrutura e seus elementos em tempo real, tal que se possa avaliar o estado estrutural e identificar situações em que sejam necessárias ações em caráter preventivo, como por exemplo,

decidir se uma ponte deve ser interditada ao tráfego ou se pode ser utilizada com determinadas restrições.

Conforme Karbhari(KARBHARI; ANSARI, 2009), atividades de SHM envolvem os seguintes aspectos:

- Utilização de sensores e tecnologias associadas;
- Geração de sinais apropriados para diagnósticos do comportamento estrutural;
- Transmissão e processamento de sinais;
- Identificação e interpretação de eventos;
- Existência de um sistema operacional integrado para o gerenciamento da “saúde” da estrutura.

Os três primeiros itens acima se referem à necessidade de utilização dos melhores recursos existentes em termos de sensores, geração, transmissão e processamentos de sinais. Os equipamentos utilizados devem ser resistentes a condições ambientais muitas vezes adversas, permitir interconexões sem fio e transmissão de dados à longa distância, permitindo análise em tempo real. Os outros dois itens dizem respeito à coleta de informações relevantes e à tomada de decisões com relação ao estado da estrutura, envolvendo, portanto, a utilização de softwares apropriados e a tomada de decisões que levem em conta questões de confiabilidade quanto à segurança estrutural.

Embora essa tecnologia já esteja sendo usada em outras áreas, como a da engenharia aeronáutica, o seu uso na engenharia civil é relativamente recente e tem peculiaridades que precisam ser resolvidas. Nesse caso, ela aplica-se tanto às novas estruturas como às estruturas já existentes, sendo de grande interesse para as pontes e viadutos rodoviários e ferroviários que, tendo sido construídos há muitos anos atrás, encontram-se envelhecidos e apresentam danos em seus elementos.

Os principais problemas dos sistemas de SHM utilizados até hoje são listados a seguir:

- Falta de definição clara dos objetivos do sistema;

- Problemas com a seleção e operação dos instrumentos;
- Falta de quantidades de dados utilizáveis;
- Falta de análises em tempo real de dados validados;
- Falta de ferramentas apropriadas para interpretação dos resultados;
- Falta de sistemas de alerta associados a sistemas especialistas inteligentes para planejamento operacional e manutenção.

4. ESTRUTURA DO RELATÓRIO

Este relatório tem como propósito apresentar o trabalho desenvolvido e os resultados obtidos pelo presente projeto de pesquisa. De maneira a cumprir esta finalidade, este documento foi organizando em uma sequência de itens e anexos.

Os itens compõem o corpo básico do documento, aonde são abordados os assuntos mais relevantes para o relatório final. Nos anexos encontram-se descrições mais detalhadas dos sistemas desenvolvidos, trabalhos realizados e resultados obtidos.

A seguir encontra-se uma descrição de cada item deste relatório:

- Itens 1, 2 e 3: Nestes itens é feita uma descrição do projeto incluindo objetivos e justificativa.
- Item 4: Neste item encontra-se uma descrição do conteúdo do relatório final.
- Item 5: Neste item o desenvolvimento do projeto é apresentado com uma descrição dos métodos e técnicas utilizados e das atividades desenvolvidas durante sua execução.
- Item 6: Neste item uma descrição da ponte escolhida para a implantação do sistema de monitoramento é feita.
- Item 7: Neste item o sistema de monitoramento de longa duração que foi instalado na ponte é apresentado.

- Item 8: Neste item foi elaborado um resumo dos principais resultados obtidos nas análises dos dados coletados nas empreitadas de monitoramento.
- Item 9: Neste item são apresentadas conclusões e considerações finais a respeito das atividades deste projeto.
- Item 10: Este item apresenta a equipe executora e de apoio do projeto.
- Anexo A: Neste anexo são apresentadas as atividades e os resultados de inspeção e ensaios não destrutivos realizados nas pontes durante a avaliação preliminar da estrutura.
- Anexo B: Este anexo mostra as atividade e resultados da etapa de monitoramento de curta duração da ponte sul do Rio Jaguari.
- Anexo C: Neste anexo são apresentados os modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos no âmbito deste projeto.
- Anexo D: Este anexo contem o detalhamento do sistema de monitoramento de longa duração instalado e as atividades desenvolvidas para viabilizar o mesmo.
- Anexo E: Uma análise dos dados coletados através do sistema de monitoramento de longa duração é apresentada neste anexo.
- Anexo F: Neste anexo encontra-se um estudo sobre a degradação da estrutura utilizando modelos analíticos para a corrosão das armaduras.
- Anexo G: Este anexo apresenta as investigações a respeito do uso de tecnologias de GPS para a medição de deslocamentos e frequências de vibração de estruturas.
- Anexo H: Este anexo contem referências bibliográficas.

5. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

A execução do projeto focou no desenvolvimento e aplicação de um sistema de monitoramento estrutural contínuo na ponte Sul do Rio Jaguari. Nos itens a seguir é feita uma descrição sucinta das metodologias e atividades desenvolvidas durante este projeto.

5.1. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS

O desenvolvimento do sistema de monitoramento contínuo foi feito através da elaboração de um plano de monitoramento, o qual foi concebido com base em levantamentos bibliográficos, visitas técnicas, consultas a fabricantes de equipamentos e em uma análise preliminar da estrutura, envolvendo análises numéricas e experimentais. Para a execução deste plano foram necessárias diversas atividades de adequação de infraestrutura para a adequada implantação do sistema, sendo que o trabalho de instalação, configuração e operação do sistema de monitoramento foi todo realizado por técnicos e pesquisadores deste projeto.

5.2. ATIVIDADES

Um resumo das atividades realizadas durante o projeto está apresentado abaixo:

- **Revisão bibliográfica:** Além de consulta à bibliografia do assunto, pesquisadores do projeto realizaram contatos com a equipe técnica de fornecedores de sensores e equipamentos de aquisição de dados, assim como, com outros pesquisadores da área. Através desta rede de contatos, foi possível também visitar algumas pontes instrumentadas com sistemas similares. Estas atividades foram importantes para levantar as informações básicas a respeito das opções do plano de monitoração.
- **Avaliação estrutural preliminar:** Através da análise da documentação técnica, disponibilizada pela Concessionária, foram desenvolvidos modelos numéricos para a análise das pontes (Norte e Sul). Inspeções e ensaios não destrutivos foram feitos na ponte Norte, tendo em vista que estas atividades já haviam sido feitas para a ponte Sul no âmbito do projeto anterior. Uma descrição das análises destes modelos e dos ensaios realizados encontram-se no ANEXO A deste relatório. A partir destas análises, foi escolhida a ponte Sul para a realização de um monitoramento de curta duração.
- **Monitoramento de curta duração:** Com base na análise preliminar da estrutura foi desenvolvido um plano de monitoração de curta duração. Neste tipo de medição são empregados sensores e equipamentos de medição diferentes dos necessários para longas medições. O ensaio consistiu em instalar sensores de deformações, deslocamentos e acelerações em pontos selecionados da estrutura e realizar medições com carga

controlada (veículo teste) e em condição de tráfego livre. Este ensaio permitiu determinar a ordem de grandeza dos sinais que seriam obtidos nos pontos de medição da estrutura, realizar uma avaliação mais avançada da condição estrutural da ponte e levantar as dificuldades na execução dos trabalhos de instalação dos sensores no local. A descrição desta empreitada de monitoramento de curta duração está apresentada no ANEXO B deste relatório.

- **Análise da ponte com base em ensaios de curta duração:** Utilizando os dados coletados nos ensaios de curta duração foram realizadas análises avaliando o efeito da posição e velocidade do veículo teste, comparações com modelos numéricos e análise a fadiga da estrutura utilizando os resultados do tráfego livre. Nos anexos B e C deste relatório encontra-se uma descrição completa destas atividades.
- **Projeto de monitoramento contínuo:** Nesta etapa foi feita a especificação dos sensores e equipamentos a serem empregados no sistema de monitoramento de longa duração e a elaboração do plano de monitoramento. Ensaios dos equipamentos e sensores utilizados no sistema também foram realizados no laboratório. A descrição completa dos equipamentos empregados e dos ensaios realizados está apresentada no ANEXO D.
- **Adequação da infraestrutura e implantação do sistema:** Atividades como a instalação de um container para abrigar a central de monitoramento, instalação de pontos de energia elétrica e acesso a Internet foram necessárias para implementar o sistema de monitoramento. Durante a execução da instrumentação foram instalados também sistemas de proteção contra descargas elétricas e um sistema de eletrocalhas para encaminhar a fiação até a central de monitoramento. Uma descrição mais detalhada destas atividades pode ser encontrada no ANEXO D.
- **Configuração e operação do sistema:** Os sistemas de aquisição de dados necessitam de uma programação específica para a realização do monitoramento de longa duração. Devido ao grande volume de dados gerados é necessário, em muitos casos, ativar a gravação apenas durante eventos de interesse para o estudo da estrutura. A configuração de protocolos de rede para o acesso e transferência destes dados e para o acesso via Web

para os envolvidos no projeto também foi necessária. Maiores detalhes sobre a programação dos equipamentos de aquisição e das interfaces para acesso aos dados coletados encontram-se no ANEXO D.

- **Análise dos dados obtidos:** A última etapa deste projeto consiste em analisar os resultados coletados pelo sistema e realizar uma análise crítica sobre a aplicação do mesmo. Para a análise dos resultados, ferramentas específicas foram desenvolvidas. Detalhes sobre o processamento dos dados e das análises podem ser encontrados no ANEXO E.

6. DESCRIÇÃO DA OBRA

As pontes Norte e Sul sobre o Rio Jaguari são obras em concreto armado, curvas e em declive, localizadas na Rodovia BR 381 – Fernão Dias, km946+300, na divisa entre os estados de São Paulo e Minas Gerais.



(a)



(b)

Figura 1 – Pontes sobre o Rio Jaguari: (a) vista geral; (b) localização.

Possuem 5 vãos (20m, 26m, 30m, 26m e 20m), sustentados por seis pares de pilares. Cada extremidade da estrutura apresenta encontro com laje de transição, dando continuidade à via. O eixo longitudinal da ponte possui declividade de 5,9% no sentido Belo Horizonte – São Paulo. A Figura 1 mostra uma vista geral e a localização da ponte em estudo.

O revestimento asfáltico utilizado nas pontes do Rio Jaguari é em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com 6 cm de espessura.

Os concretos descritos no projeto estrutural são: $f_{ck} > 25\text{MPa}$ para a superestrutura, $f_{ck} > 20\text{MPa}$ para a meso e infraestrutura e $f_{ck} > 16\text{MPa}$ para os tubulões. Os cobrimentos mínimos descritos no projeto das armaduras para a meso e a superestrutura são de 2,5cm e para a infraestrutura de 3,0cm.

6.1. Superestrutura

O tabuleiro apresenta largura total de 11,70m, sendo 10,90m de pista e 0,40m para cada guarda-rodas. A estrutura do tabuleiro é em grelha, constituída de duas longarinas cujas seções transversais são do tipo pi, distando 6,40m (centro a centro) e altura total de 2,80m. Há 20 transversinas em concreto armado com espaçamentos longitudinais variando de 6,00m a 6,70m.

A transferência de esforços do tabuleiro para os pilares é feita por meio de aparelhos de apoio em elastômero fretado. Devido à curvatura da ponte ($R = 305,50\text{m}$) e à sua declividade, a seção transversal do tabuleiro apresenta inclinação variada, sendo a máxima de aproximadamente 8%. Nas extremidades da seção transversal do tabuleiro existem guarda-rodas do tipo New-Jersey, em concreto armado.

6.2. Mesoestrutura

A ponte apresenta 6 pares de pilares com seção circular, todos com diâmetro único de 120 cm. Individualmente, os pilares apresentam diferenças significativas de altura devido à inclinação do tabuleiro e são travados transversalmente por 2 a 4 vigas travessas, dependendo das alturas dos pilares.

6.3. Infraestrutura

A infraestrutura da obra de arte é composta de tubulões de concreto armado. A dimensão das bases dos tubulões varia de 2,00m a 3,00m, assim como suas alturas também são variáveis, estendendo-se até o nível do terreno, local onde se conectam com os pilares.

Os pares de pilares presentes nas extremidades da estrutura, regiões das cortinas, não se encontram visíveis.

7. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO

Neste item é feito um resumo das principais características do sistema de monitoramento de longa duração da ponte do Rio Jaguari, sendo que uma descrição mais detalhada de todos os passos que levaram à concretização deste sistema está apresentada no ANEXO D. O objetivo deste sistema foi desenvolver um protótipo de modo a abranger as principais tecnologias de medição enquanto se enquadrando dentro das restrições técnicas e econômicas.

Para tanto, o sistema de monitoramento estrutural instalado na ponte do Rio Jaguari consiste de dois sistemas de medição, um sistema para medição de fenômenos com variação rápida e um sistema para medição de fenômenos com variação lenta. A tabela abaixo faz um resumo das principais características de cada sistema.

Tabela 1 – Resumo do sistema de monitoramento da ponte do Rio Jaguari.

Sistema	Fenômenos Medidos	Sensores	Sistema de Aquisição
Rápido	• Cargas móveis;	• Extensômetro elétrico para armaduras; • Extensômetro de ponte completa BDI para concreto; • Transdutor de deslocamento potenciométrico;	National Instruments <i>CompactRIO</i>
Lento	• Efeitos de temperatura; • Efeitos de degradação;	• Extensômetro de corda vibrante para armaduras e concreto Geokon; • Transdutores de deslocamento de corda vibrante Geokon;	Geokon MICRO-1000

7.1. SENSORES

A localização dos sensores que foram instalados na Ponte do Rio Jaguari foi feita com base na análise estrutural da ponte e na viabilidade da instalação dos mesmos, devido a dificuldade de acesso para a instalação.

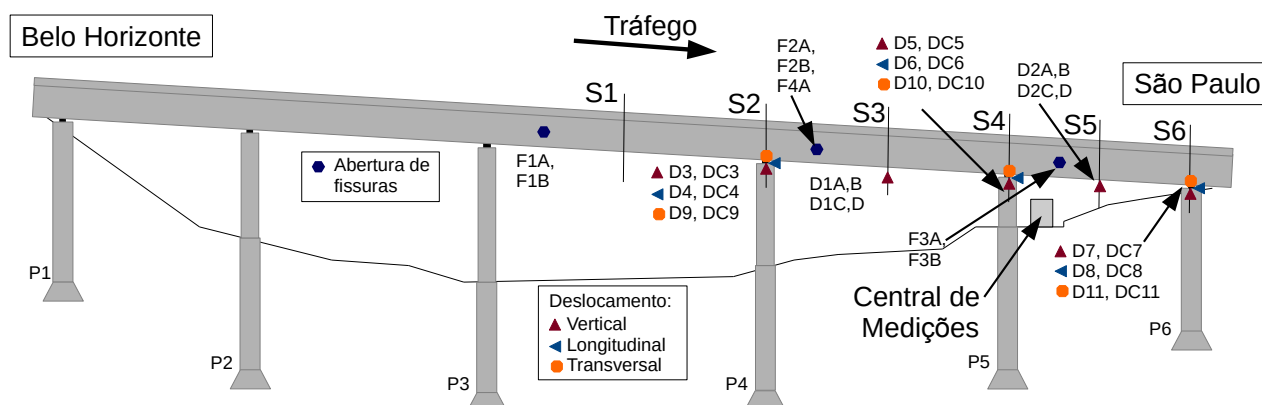


Figura 2 – Vista do sistema de monitoramento mostrando a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras.

A Figura 2 mostra a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras que foram instalados. Com exceção dos sensores de abertura de fissura todos os pontos instrumentados são medidos por meio dos sistemas rápido e lento, ou seja, todas as medidas de deslocamentos e deformações são feitas tanto pelo sistema rápido quanto pelo lento. A Tabela 2 mostra a relação dos sensores instalados divididos por tipo e por sistema de medição.

Tabela 2 – Relação dos sensores instalados na ponte do Rio Jaguari.

	Sistema Lento	Sistema Rápido
Deslocamentos dos Aparelhos de Apoio	D3,D4,D5, D6,D7,D8, D9,D10,D11	DC3,DC4,DC5, DC6,DC7,DC8, DC9,DC10,DC11
Deslocamento no Meio do Vão Viga 1 (interior à curva)	D1A,D2A	D1C,D2C
Deslocamento no Meio do Vão Viga 2 (exterior à curva)	D1B,D2B	D1D,D2D
Deformações	G1,G2, ... , G19	E1, E2, ... , E19
Aberturas de Fissuras na Viga 1	F1A, F2A, F3A,F4A	N.A.
Aberturas de Fissuras na Viga 2	F1B, F2B, F3B	N.A.
Aberturas de Fissuras na Laje	L1,L2,L3,L4	N.A.

As figuras abaixo ilustram como foi feita a instalação dos dois tipos de transdutores de deslocamento.



Figura 3 – Transdutores de deslocamento instalados no meio de vão e nos apoios da ponte.

Os transdutores de abertura de fissura que foram instalados nas vigas foram dispostos de acordo com a Figura 4. Estes sensores são, essencialmente, sensores de deslocamento cujas dimensões foram adequadas para medir aberturas de fissura no concreto.

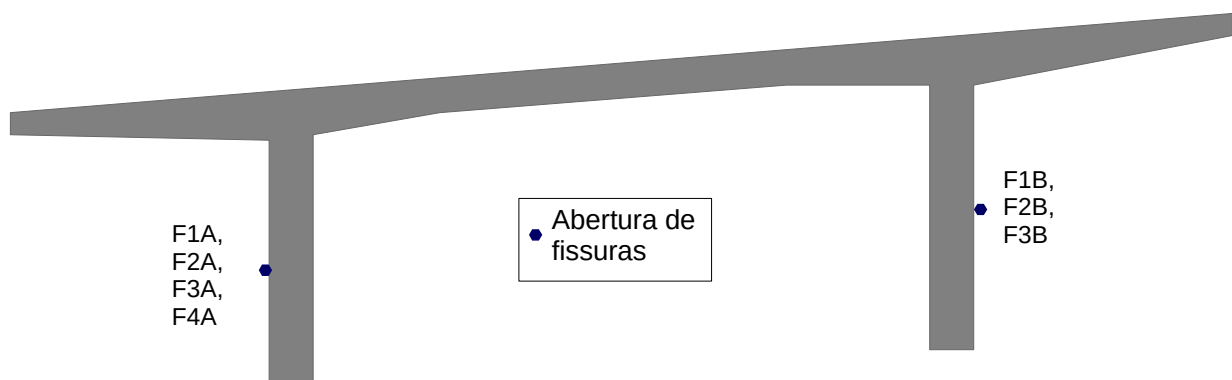


Figura 4 – Posição dos transdutores de abertura de fissura instalados nas vigas.

As seções S1, S3 e S5 foram instrumentadas para o acompanhamento das deformações; os posicionamentos destes sensores estão apresentados nas figuras a seguir.

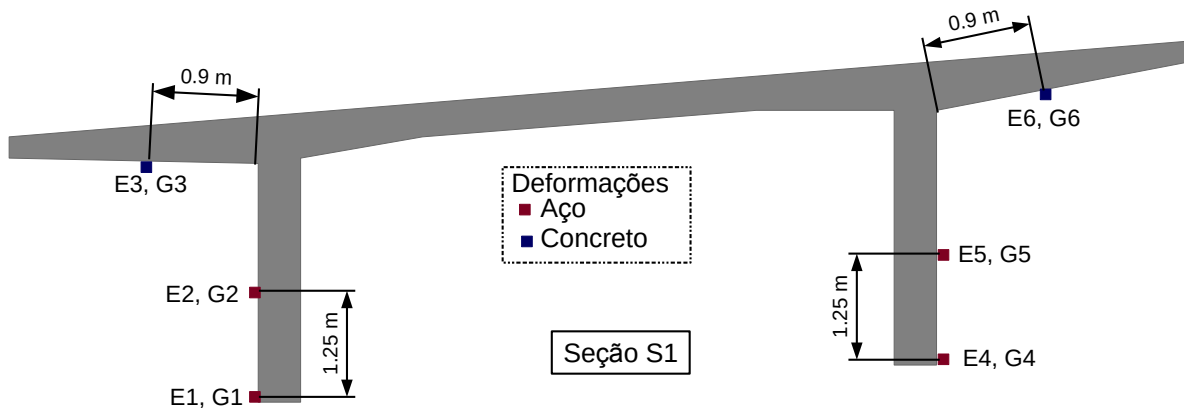


Figura 5 – Posição dos extensômetros na Seção S1.

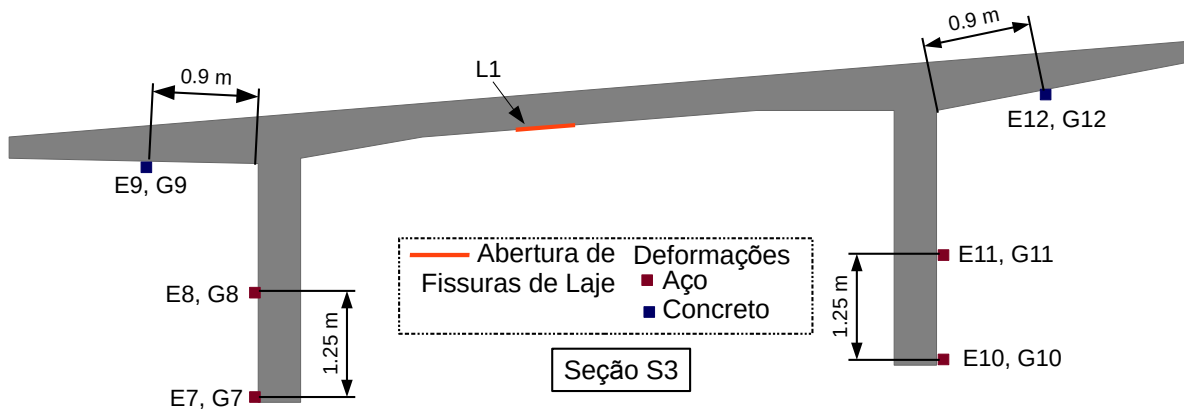


Figura 6 – Posições dos extensômetros e do transdutor de abertura de fissura na laje na Seção S3.

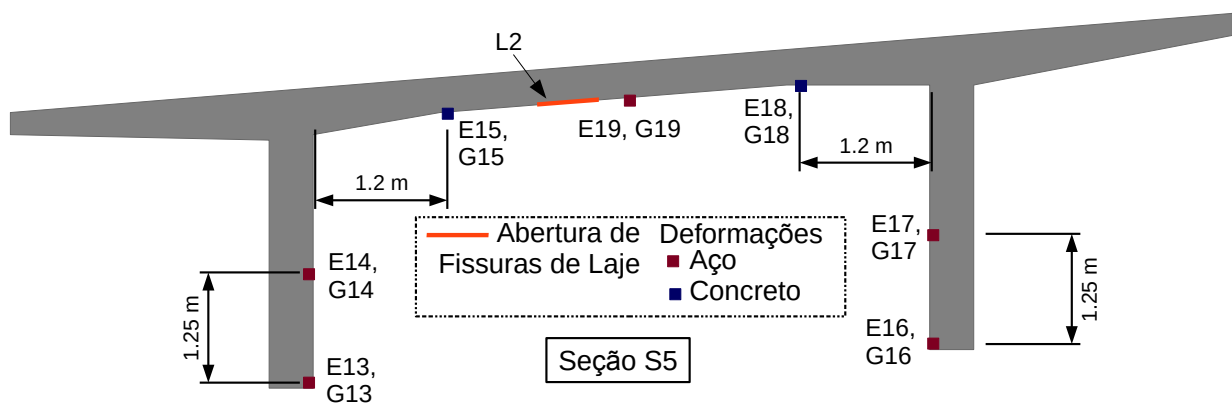


Figura 7 – Posições dos extensômetros e do transdutor de abertura de fissura na laje na Seção S5.

A título de ilustração, as figuras abaixo mostram os extensômetros instalados nas armaduras e no concreto.

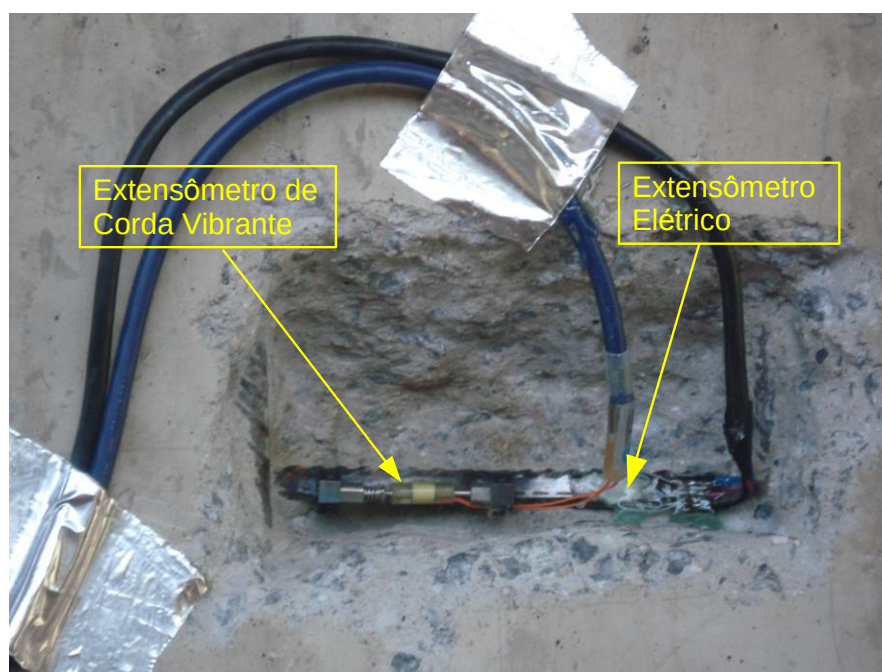


Figura 8 – Extensômetros instalados nas armaduras.

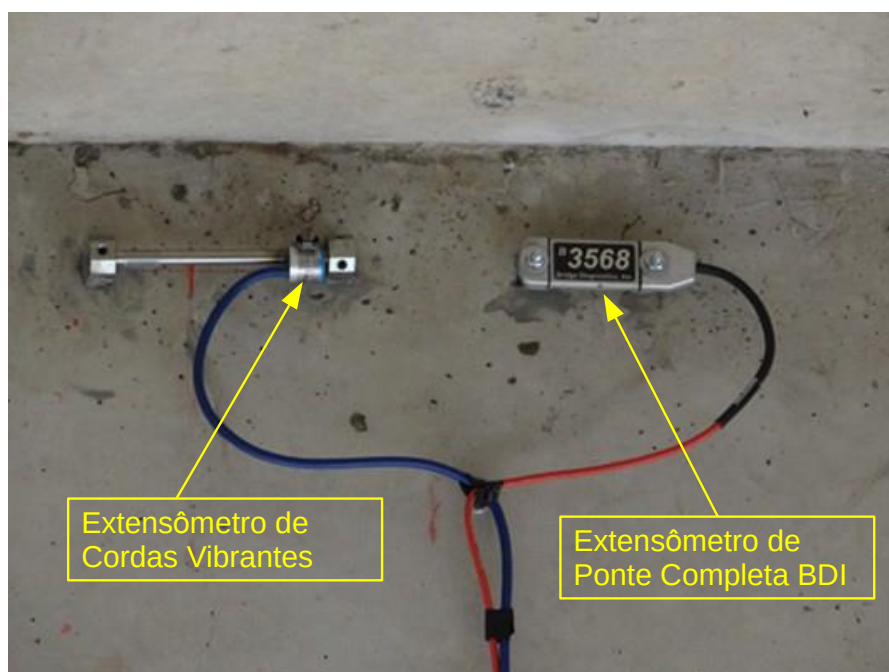


Figura 9 – Extensômetros instalados no concreto.

Conforme mencionado anteriormente, existem também sensores de abertura de fissura instalados nas lajes (as posições estão apresentadas na Figura 10). Estes sensores são transdutores de

deslocamento que foram adaptados para medir a abertura média de fissuras em uma faixa da laje de 75 cm (ver Figura 11).

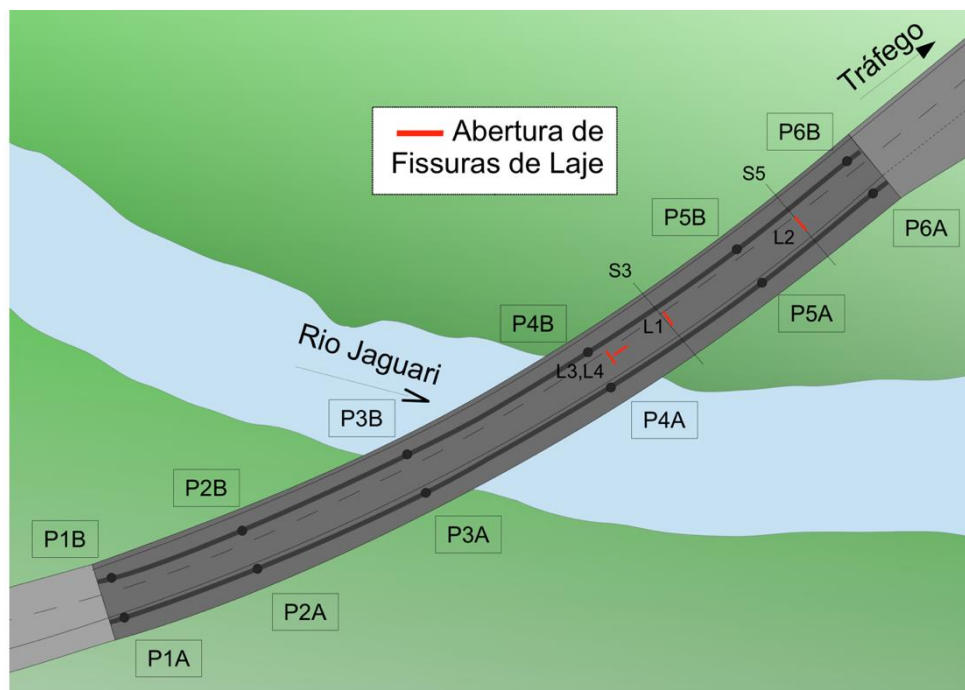


Figura 10 – Posição dos transdutores de abertura de fissura em lajes.

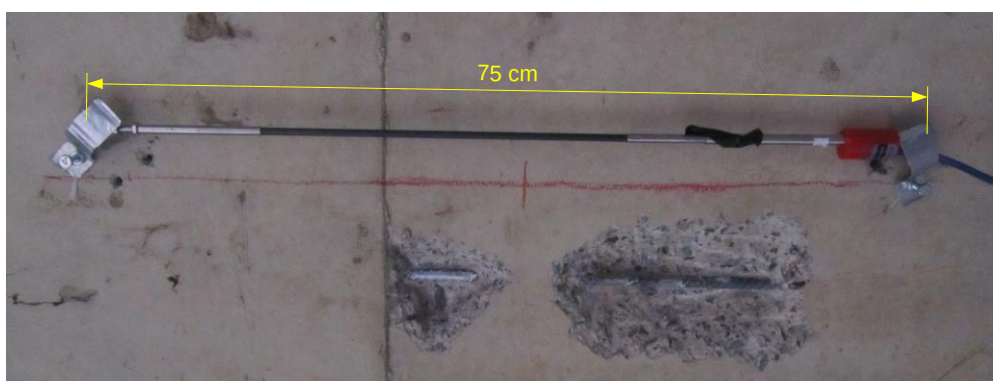


Figura 11 – Transdutor de abertura de fissura em laje.

7.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Devido às diferenças entre as tecnologias e velocidade de leitura necessárias para realizar o monitoramento dos fenômenos lentos e rápidos, foi necessário empregar dois sistemas de aquisição. O sistema de aquisição de dados é o sistema eletrônico responsável por realizar a digitalização dos sinais provenientes dos sensores. Conforme apresentado na Tabela 1 foram utilizados os sistemas *CompactRIO* da *National Instruments* para o sistema rápido e o MICRO-1000

da Geokon para o sistema lento, a Figura 12 mostra o arranjo destes sistemas na central de monitoramento.

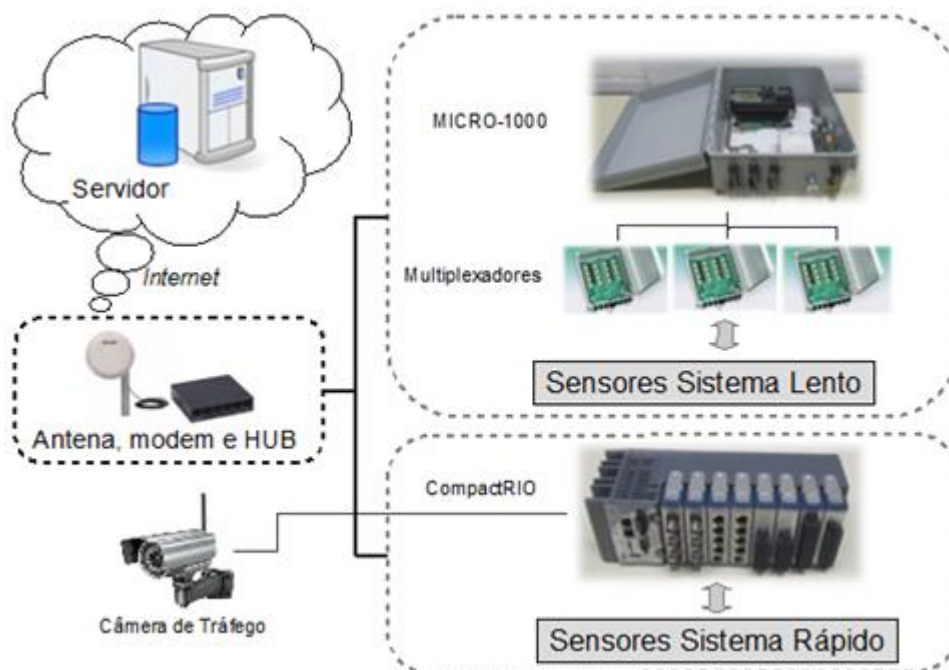


Figura 12 – Esquema da central de monitoramento instalada na ponte sul do Rio Jaguari.

Conforme apresentado na Figura 12, os sensores de corda vibrante são conectados a multiplexadores que, através de um mecanismo de chaveamento mecânico, permite a conexão de múltiplos sensores em um único canal do MICRO-1000. Uma câmera é utilizada para fazer o monitoramento do tráfego sobre a ponte, sendo que o sistema *CompactRIO* foi programado para, além de digitalizar os sinais dos sensores, também acessar e gravar as imagens dos veículos sobre a ponte durante a aquisição dos dados. Por meio de um sistema de disparo de leitura digital que foi programado no *CompactRIO*, registros para cada veículo ou grupo de veículos (no caso de veículos que passam próximos um ao outro) são armazenados, enquanto o MICRO-1000 gera registros a cada 15 minutos. Ambos os sistemas estão interligados por meio de um circuito eletrônico que emite um sinal do *CompactRIO* para o MICRO-1000 notificando que a ponte encontra-se descarregada e que o sistema lento pode fazer a leitura. Estes registros são enviados via internet para um servidor na Universidade de São Paulo para armazenagem permanente.

7.3. ARMAZENAMENTO E ACESSO AOS DADOS

Os dados brutos do sistema lento são disponibilizados por meio da plataforma Web, Vista Data Vision (disponível para acesso pelo link <http://143.107.97.113/vdv>). Para acesso o leitor pode usar as seguintes credenciais: nome de usuário: **visitante** e senha: **JAGUARI2014**. A figura abaixo mostra uma página gerada pelo sistema.

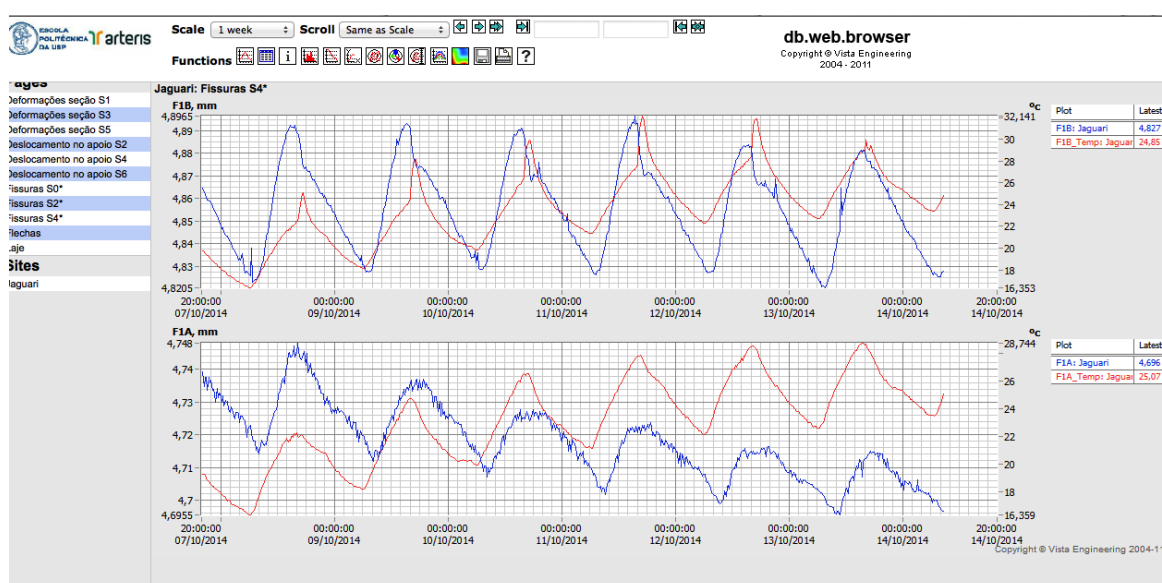


Figura 13 – Página gerada pelo sistema Vista Data Vision para os dados do sistema de corda vibrante instalado na ponte do Rio Jaguari.

Para a visualização dos dados coletados pelo sistema de monitoramento rápido, foi desenvolvido uma plataforma utilizando a tecnologia *Java Server Pages*. Por meio desta página (Figura 14) é possível visualizar todos os registros de carregamento armazenados no servidor. Acesso a este sistema pode ser feito através do link <http://143.107.97.113/servlet> para acesso o leitor pode usar as seguintes credenciais: nome de usuário: **visitor** e senha: **jaguari2014**.

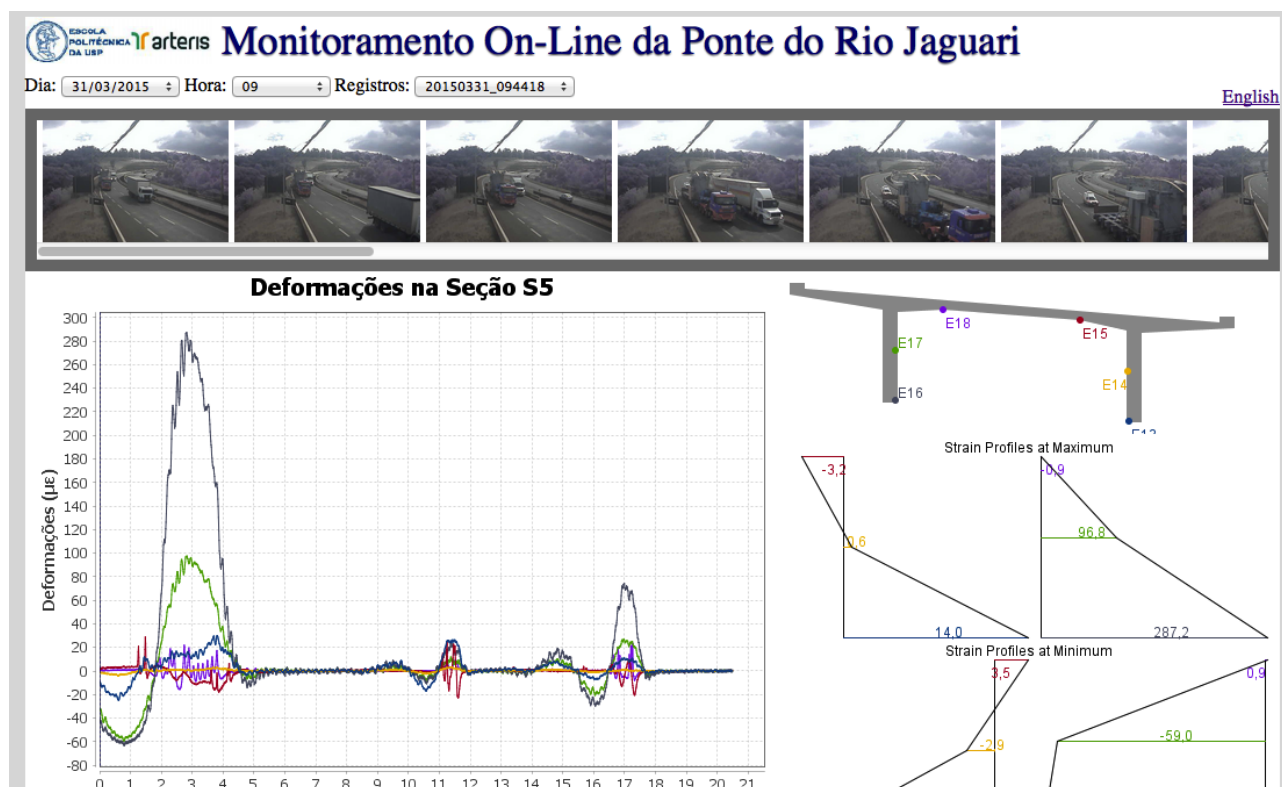


Figura 14 – Interface web para visualização dos dados do sistema de monitoramento rápido.

8. MONITORAMENTO E ANÁLISES

8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No desenvolvimento das técnicas de SHM existem dois pontos importantes, um é o desenvolvimento dos sistemas para coleta de dados e outro é a interpretação destes. No item anterior foi apresentado o sistema desenvolvido para a coleta das informações da resposta estrutural da ponte. Neste item será apresentado um resumo das etapas de interpretação destas informações. Maiores detalhes sobre o exposto neste item podem ser encontrados nos anexos B e E deste relatório, onde é feita a descrição dos procedimentos e são apresentados os resultados do tratamento e análise dos sinais coletados.

8.2. RESULTADOS DO SISTEMA DE CORDA VIBRANTE

Conforme já mencionado o uso dos sensores de corda vibrante é adequado para medidas estáticas durante longos períodos de tempo. Para exemplificar os tipos de resultados obtidos por este sistema, a Figura 15 mostra a série temporal das flechas obtidas durante o período monitorado.

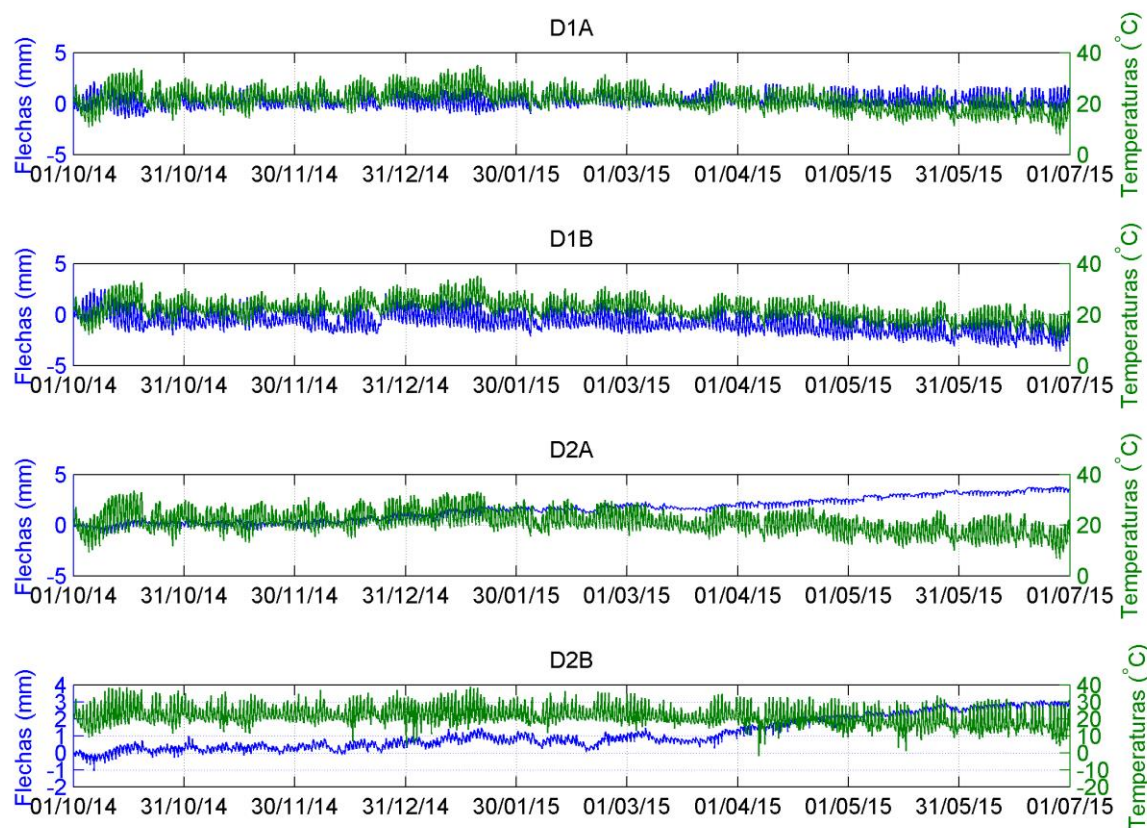


Figura 15 – Flechas e temperatura medidas utilizando o sistema de medição de corda vibrante.

Por meio destas medidas é possível quantificar as variações nas deformações e deslocamentos que ocorrem durante o dia devido a efeitos de temperatura. Também é possível detectar a evolução de mecanismos de dano que, em geral, causam redução da rigidez estrutural e aumento das grandezas medidas ao longo do tempo.

Com a análise e interpretação dos dados coletados é possível, em alguns casos, detectar a ocorrência de danos ou o mau funcionamento de um aparelho. Para pontes com tipo estrutural da ponte do Rio Jaguari, cuja geometria é complexa, esta tarefa pode ser bastante trabalhosa. Por exemplo, a partir dos gráficos dos sensores D2A e D2B (Figura 15), que mostram as flechas no vão próximo ao encontro do lado São Paulo da ponte, é possível verificar uma movimentação no sentido de alongamento do sensor. No geral, espera-se que a estrutura perca rigidez ao longo do tempo devido a degradação, algo que faria o sinal destes sensores indicarem um movimento de

encurtamento. Sabe-se também, que todo deslocamento é compatibilizado com deformações, a Figura 16 mostra as deformações medidas nas armaduras inferiores das longarinas correspondentes aos sinais dos sensores D2A e D2B. Observa-se nestes gráficos que não há um sinal claro de correspondência entre os deslocamentos e as deformações. Isto pode indicar que o problema seja na instrumentação, no entanto, as causas destes desvios continuam sendo avaliadas.

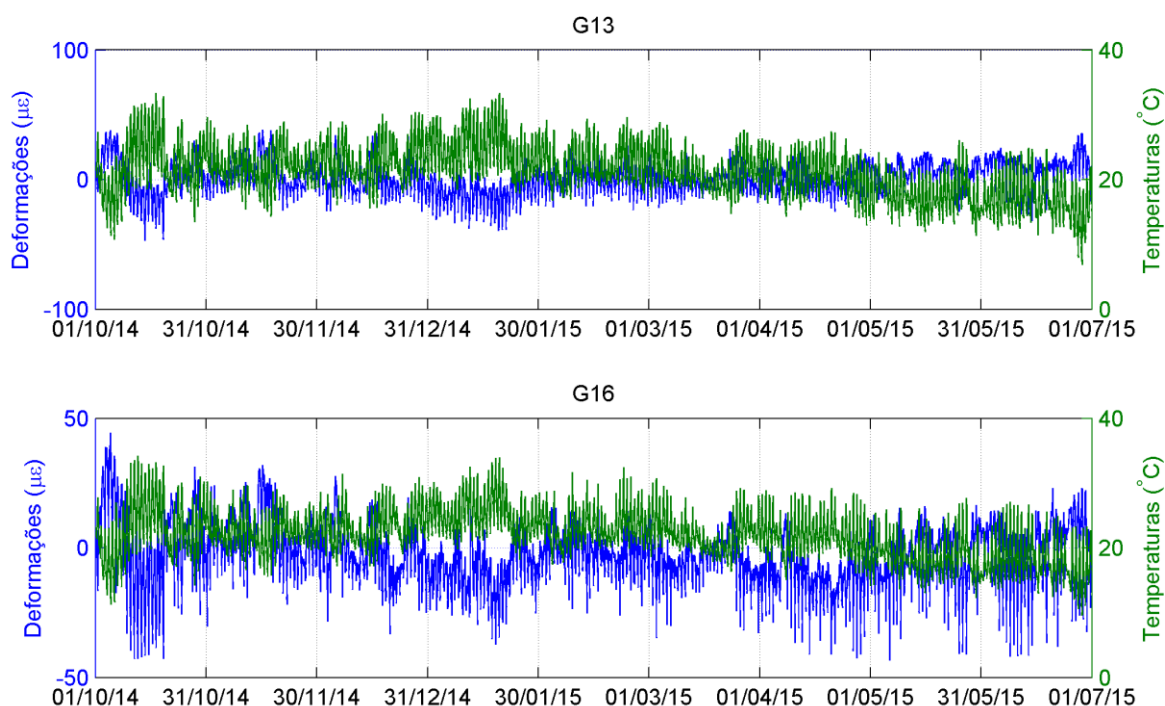


Figura 16 – Deformações nas armaduras inferiores da seção S5 (meio do vão mais próximo a SP).

A quantificação dos efeitos térmicos nas estruturas é uma importante aplicação das técnicas de SHM (WENZEL, 2009). Portanto, outra parte das análises conduzidas nestes dados foi o levantamento das variações de temperatura e deformação ao longo do dia. Os resultados desta análise, foram apresentados em termos de histogramas e, a título de exemplo, o histograma correspondente aos resultados do sensor G1 está reproduzido na Figura 17.

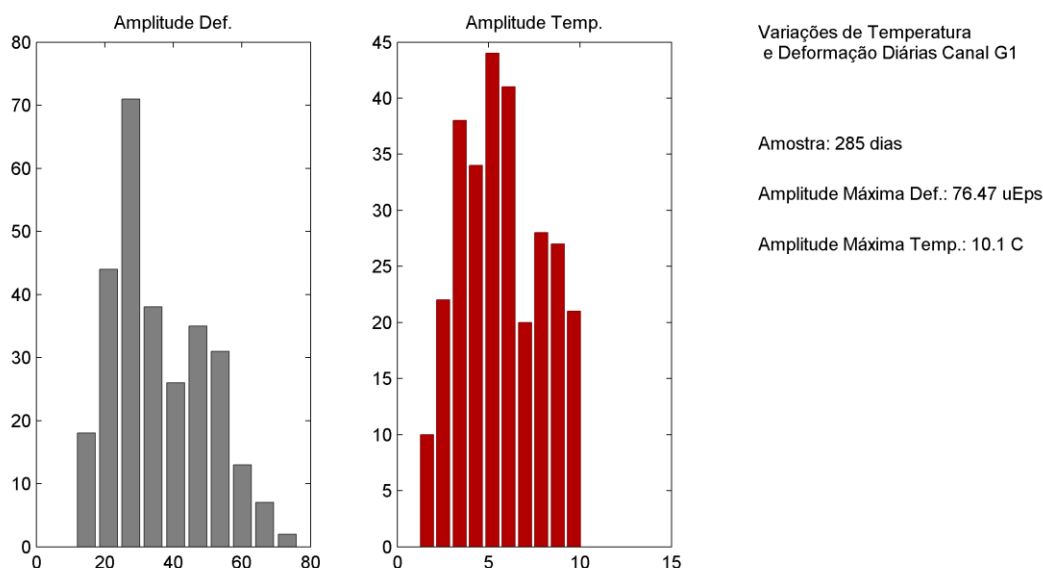


Figura 17 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G1.

Nesta seção, foram apresentados os principais aspectos sobre os dados coletados pelo sistema de medições lento, mais considerações sobre o tratamento e análise destes sinais podem ser encontradas no item E.2. A seguir, será abordado os efeitos das cargas móveis registrados pelo sistema de medição rápido.

8.3. EFEITOS DAS CARGAS MÓVEIS

Foram analisados os registros do sistema de monitoramento de digitalização rápida, onde cada registro representa um evento de carregamento da estrutura. Foram considerados nesta análise os resultados obtidos pelos extensômetros localizados nas armaduras inferiores em três seções de meio de vão das longarinas e em uma barra da armadura transversa na laje do tabuleiro. Os valores máximos de deformação para cada registro foram avaliados e as médias e desvios padrão destes valores máximos calculados.

8.3.1. Resposta devido ao tráfego

De acordo com os dados analisados, o extensômetro E16 é o mais solicitado dentre os monitorados, apresentando uma média de 63,3 $\mu\epsilon$ e um valor máximo de 286 $\mu\epsilon$. A Figura 18 mostra o histograma dos valores máximos registrados, observa-se que existe uma concentração de ocorrências em torno de 45 $\mu\epsilon$ e outra em torno de 115 $\mu\epsilon$. Esta segunda concentração ocorre

pois a maior parte dos veículos pesados trafega na faixa da direita que fica sobre esta longitudinal. O mesmo pode ser observado nos histogramas correspondentes aos sensores E4 e E10 apresentados no item E.3.1.

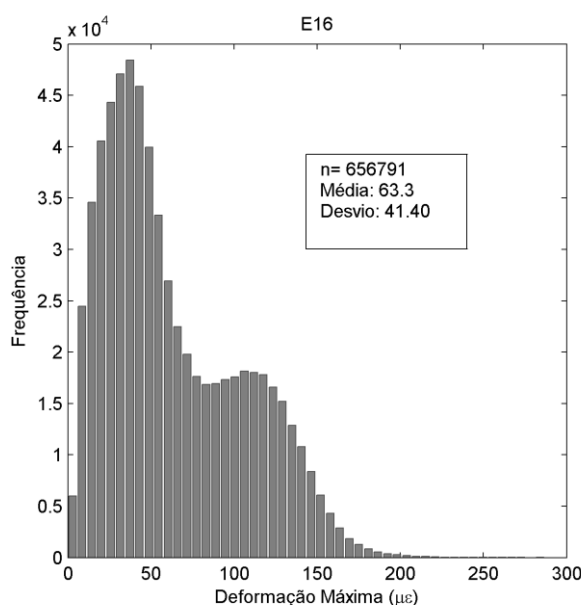


Figura 18 – Histogramas de valores máximos por registro para o sensor E16.

Por meio da captura de imagens da câmera foi possível identificar alguns dos carregamentos que geraram os valores extremos durante o período estudado. A Figura 19 mostra o evento de carregamento e as respectivas deformações na seção transversal S5 onde fica localizado o sensor E16. Cabe salientar que, apesar de ser um evento de carregamento de uma carga especial e ter gerado um registro de valor extremo, o nível de deformação encontra-se dentro de uma faixa aceitável para deformações nas armaduras.

No item E.3 encontra-se a análise dos histogramas dos máximos registrados para todos os sensores nas armaduras inferiores e as séries temporais para os carregamentos máximos em cada seção.

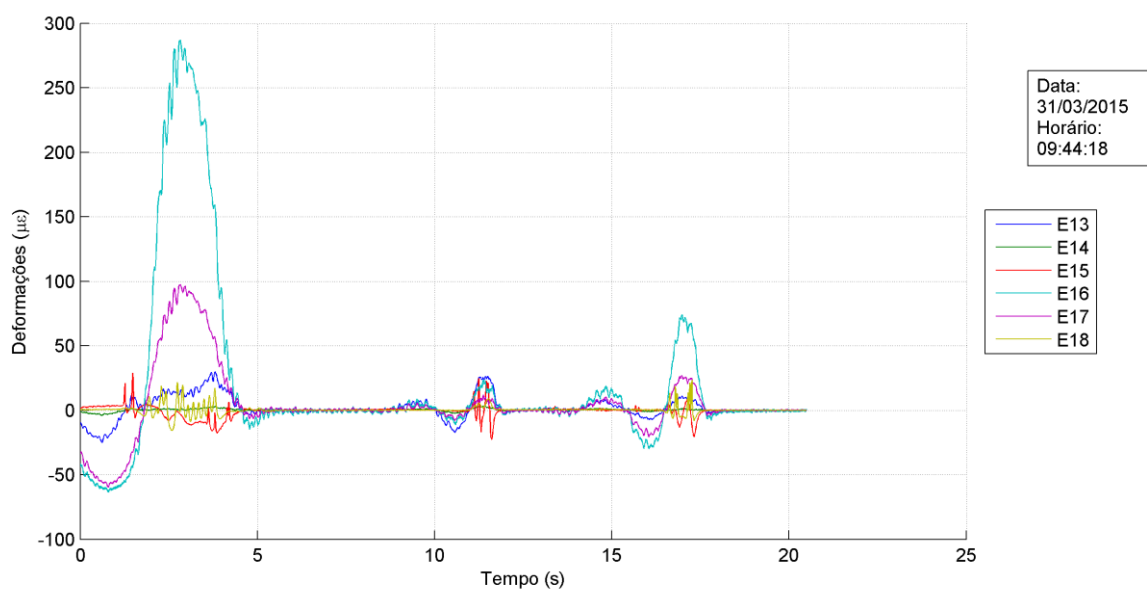


Figura 19 – Imagens e série temporal dos sinais de deformação na seção S5 durante evento de carregamento extremo.

8.3.2. Efeito da velocidade

Utilizando as medições com cargas controladas apresentadas no ANEXO B, em que o veículo de teste trafegou na faixa da esquerda em diferentes velocidades, foi possível investigar o efeito da velocidade do veículo na resposta da ponte do Rio Jaguari. As análises foram realizadas em função dos deslocamentos e deformações medidas. A Figura 20 mostra os deslocamentos do vão de 25 m durante a passagem do veículo de teste em diferentes velocidades. Através desta figura é possível verificar que não houve amplificação dos efeitos devido ao aumento da velocidade do veículo.

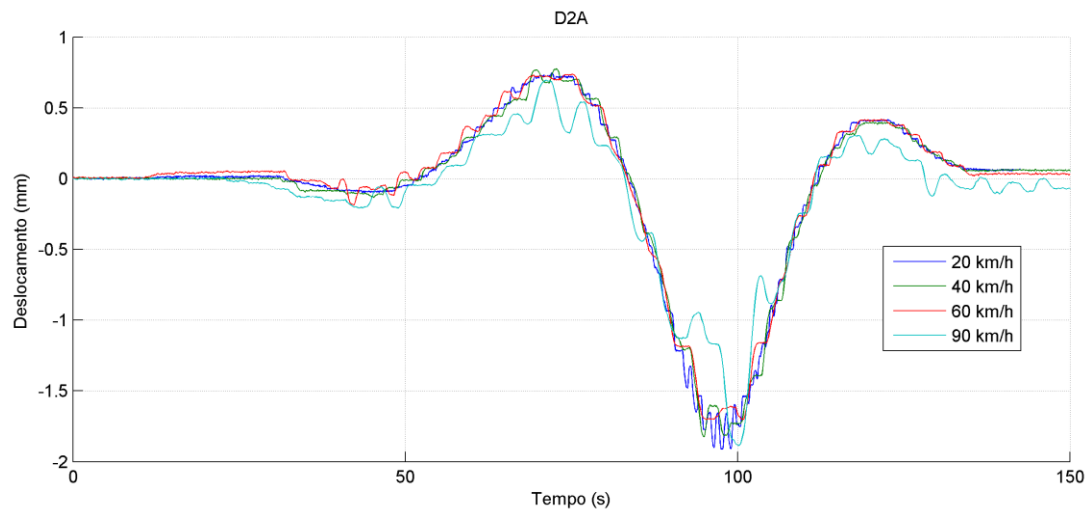


Figura 20 – Deslocamentos medidos para velocidades diferentes.

As figuras abaixo mostram as deformações nas armaduras inferiores nas seções S1, S3 e S5, o gráfico do topo mostra o sinal do extensômetro na longarina interna (sobre o qual o veículo passou) e o de baixo mostra o sinal da longarina externa. Observa-se que ocorrem alguns aumentos nas longarinas externas e algumas reduções nos efeitos nas longarinas internas.

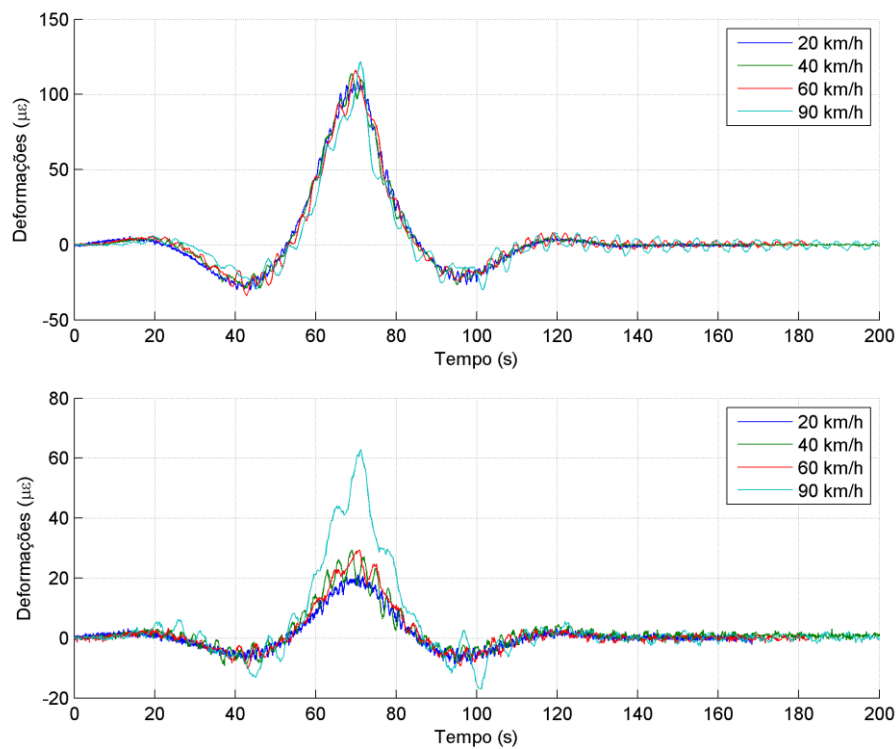


Figura 21 – Deformações na Seção S1 medidas para velocidades diferentes.

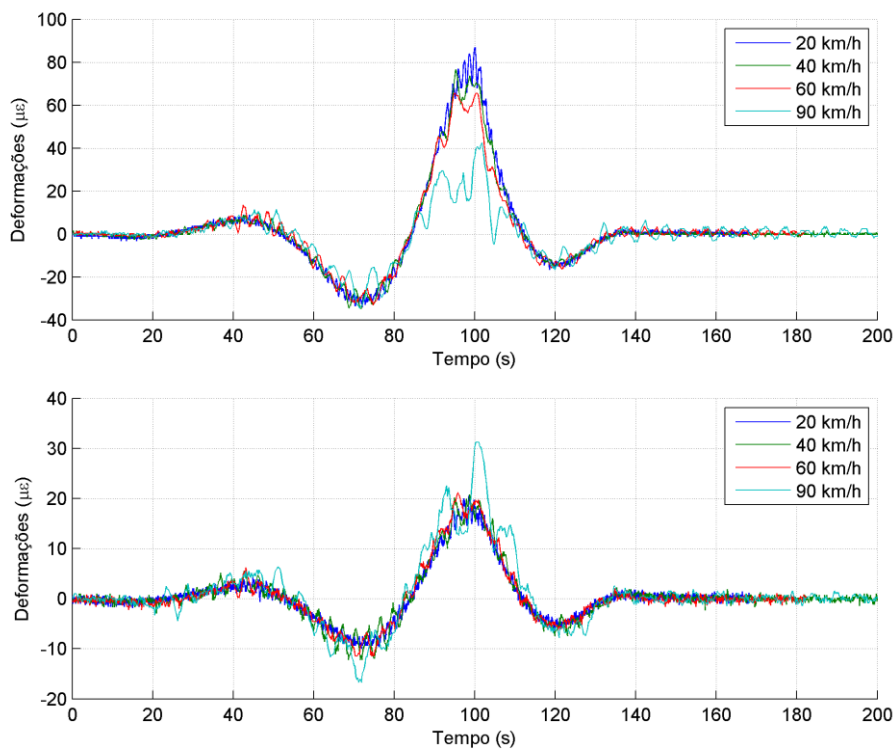


Figura 22 – Deformações na Seção S3 medidas para velocidades diferentes.

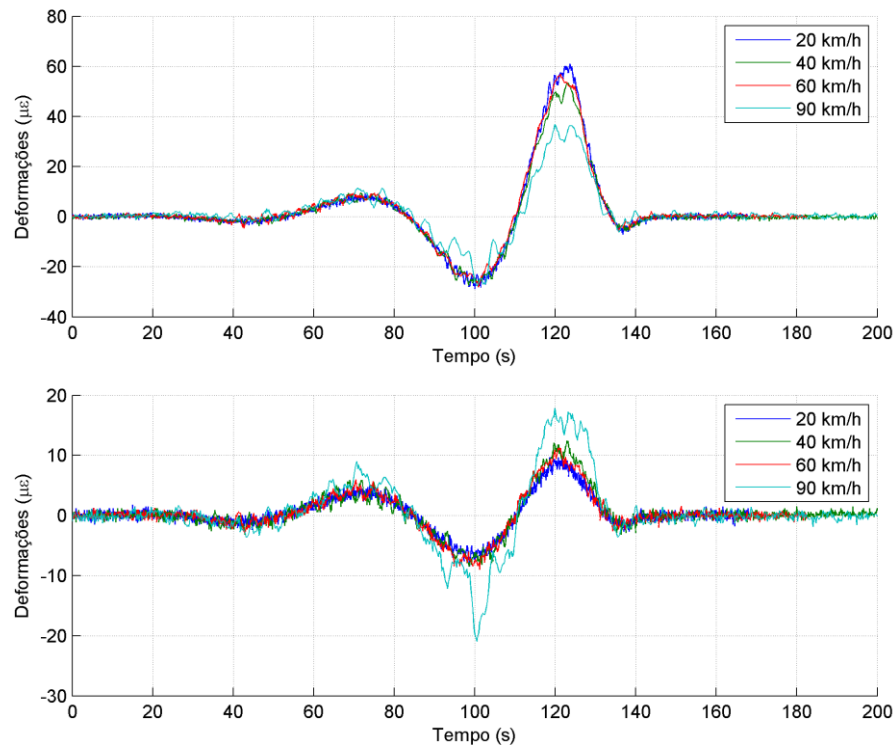


Figura 23 – Deformações na Seção S3 medidas para velocidades diferentes.

8.4. ESTUDO DA FADIGA

Devido a baixa ocorrência de problemas de fadiga em pontes de concreto em comparação com pontes metálicas, o problema da fadiga é em muitos casos negligenciado. No entanto, existem indicativos da presença deste fenômeno em estruturas de concreto armado, os quais merecem atenção especial durante a inspeção visual, em particular a observação do panorama de fissuração e aumento nas deflexões é muito importante. É claro que a fadiga não pode ser considerada como a causa única de deterioração de uma estrutura de concreto. É evidente, no entanto, que quando a fadiga está associada com algum processo de deterioração, o processo de evolução do dano é acentuado. Processos de deterioração tais como deflexões repetidas (as quais induzem o aparecimento de tensões secundárias); cargas de impacto e outras forças solicitantes nos apoios das pontes, pavimentos e juntas; vibrações; tensões de serviço maiores do que as tensões últimas; corrosão e carbonatação devem ser monitorados, pois podem acentuar o dano por fadiga e culminar em falha.

O comportamento à fadiga na ponte sobre o Rio Jaguari (ponte sul) foi analisado com base nos resultados da empreitada de monitoramento de curta e longa duração. Foram analisadas as seções que concentram os maiores esforços, ou seja, os meios de vão das vigas longarinas (seções S1, S3 e S5) e um ponto na laje.

Com a amostra do tráfego não controlado obtida durante o monitoramento de curta duração verificou-se a fadiga na porção comprimida do concreto segundo o procedimento recomendado pelo CEB-FIP (vide ANEXO B). Analisando a Figura 24, verifica-se que as amplitudes de tensões na região comprimida das vigas estão bem abaixo do limite de fadiga recomendado pelo CEB-FIP.

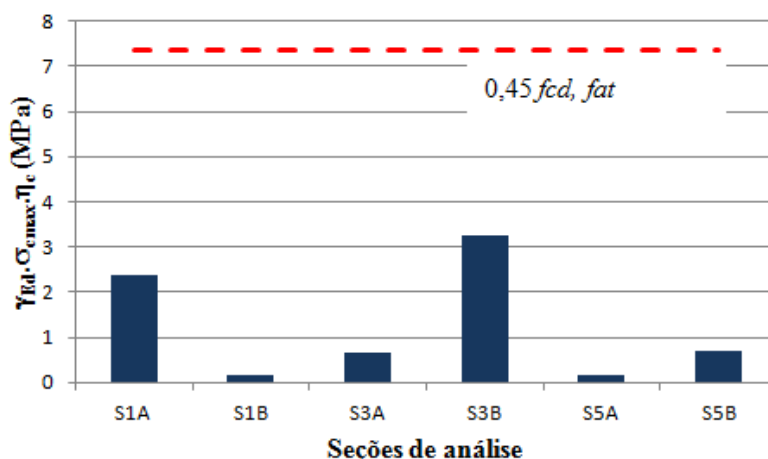


Figura 24 – Resultados de verificação da fadiga no concreto.

Já para o caso da armadura, a verificação da fadiga foi realizada utilizando o método de acúmulo de dano de acordo com a regra de Palmgren-Miner e as curvas S-N. Com a amostra de dados de curta duração foi verificada a fadiga considerando as barras íntegras e simulando-se a perda de seção das barras devido a corrosão. Mesmo considerando 30% de perda de seção, as maiores amplitudes de tensão exibidas no histograma estão abaixo do limite de resistência à fadiga em todos os casos analisados (seções das vigas e laje), garantindo vida infinita à fadiga para a ponte.

A amostra do tráfego não controlado obtida no monitoramento de curta duração não é representativa, pois o carregamento em serviço em pontes, composto pelas cargas móveis (tráfego de veículos), é extremamente variável e difícil de ser quantificado (Davis, 2007). A variabilidade do tráfego de veículos está associada à composição (porcentagem de caminhões), à densidade (volume médio de veículos por dia), às condições (frequência de engarrafamentos), às cargas máximas permitidas e às distribuições por eixo. Uma análise mais realista da fadiga na armadura foi obtida com base nos dados de monitoramento de longa duração.

Embora não exista um intervalo mínimo de monitoramento bem definido, estudos com dados de longa duração realizados por Connor & Fisher (2006) sugerem que os histogramas de tensão convergem ou estabilizam depois de aproximadamente duas a quatro semanas. Davis (2007), utilizando dados monitorados via pesagem em movimento (WIN), percebeu que a amostra do tráfego caracterizada através da matriz *rainflow*, estabiliza após um dia de medição. No entanto,

ciclos dispersos fora do núcleo central da matriz são adicionados com mais de um dia de monitoramento, indicando que a amostra deve ser de no mínimo uma semana.

Segundo Connor & Fisher (2006), amostras de uma semana de monitoramento não devem ser utilizadas mesmo que seja suficiente para permitir o traçado de um histograma de tensões razoável. Estender o período de monitoramento para mais de um mês beneficia a cauda final do espectro, a qual consiste nos picos de sobrecarga ou cargas especiais. Intuitivamente, quanto maior o período de monitoramento, maiores são as chances de capturar uma sobrecarga ou a passagem de cargas especiais.

A matriz *rainflow* obtida para intervalos de monitoramento variando entre 1 hora e 8 meses de monitoramento estão mostradas no ANEXO E. Com uma hora de monitoramento a matriz *rainflow* não está completamente desenvolvida. Já com um dia, a matriz *rainflow* toma uma forma familiar com área dominante de pontos próximo a origem no centro do gráfico. Após um dia, a forma da matriz permanece a mesma. No entanto, ciclos dispersos são plotados longe da área central. Desta maneira, a análise à fadiga com base no monitoramento de longa duração considerou uma amostra de 1 mês de monitoramento.

A amplitude de tensão máxima foi registrada no histograma do sinal E16 e vale 82,4 MPa, seguida pelos sinais E1 com 50 MPa, E7 com 42,4 MPa, E4 com 38,8 MPa e E10 e E13 com 31,5 MPa. Todos estes históricos apresentam amplitude de tensão abaixo de 85 MPa (limite de resistência à fadiga para barras soldadas) e por isso, garantem vida infinita à fadiga às vigas. Para a laje, a máxima amplitude de tensão vale 42,4 MPa, valor este bem inferior ao limite de resistência à fadiga (190 MPa), o que caracteriza vida infinita à fadiga.

Tabela 3 - Parâmetros de fadiga para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.

Parâmetro	E1	E4	E7	E10	E13	E16	E19 (laje)
Número de ciclos > 17 MPa	15612	18623	5735	1168	1495	61048	19285
Tensão máxima [MPa]	50	38,8	42,4	31,5	31,5	82,4	42,4
Tensão equivalente [MPa]	23,64	22,14	22,59	21,23	21,33	34,75	23,79
Dano [1 mês]	0,00080	0,00068	0,00023	0,000030	0,00004	0,02148	$3,56 \times 10^{-13}$
γ^*	1,70	2,19	2,00	2,70	2,70	1,03	4,48

* γ = resistência à fadiga para 2×10^6 ciclos / Tensão máxima = índice de segurança à fadiga para vida infinita

Nesta análise, calculou-se também o índice de segurança à fadiga (vide Tabela 3). Os valores acima de 2,0 são considerados satisfatórios, porém chama a atenção o índice obtido para o E16, o qual apresenta valor próximo a 1. Este ponto é considerado o ponto mais vulnerável ao acúmulo de dano e especial atenção deve ser dada a outros processos de deterioração (corrosão, etc), os quais podem agravar o problema no futuro, mesmo sabendo que a ponte possui vida infinita à fadiga pelos modelos de análise considerados.

A avaliação de dano é uma tarefa muito difícil de ser realizada, pois os modelos de estimativa de dano não são focados no comportamento sinérgico da estrutura. Uma avaliação de dano baseada em dados de monitoramento, como foi realizada na ponte sobre o Rio Jaguari, possui alto grau de confiabilidade, uma vez os diversos intervenientes do meio que são difíceis de serem modelados estão embutidos no sinal quando medido nas condições reais de serviço.

Apesar de a análise ter indicado vida infinita à fadiga, tanto com base na amostra obtida com o monitoramento de curta quanto longa duração, é imperativo o acompanhamento dos processos de deterioração da ponte, combinando a verificação da fadiga com outros fenômenos (corrosão, perda de rigidez, etc).

A análise dos dados com uma amostra retirada de monitoramento de longa duração revelou amplitudes de tensão superiores às encontradas na amostra de curta duração. Isto demonstra que o sistema de monitoramento de longa duração capturou respostas de sobrecargas ou cargas especiais que durante o monitoramento de curta duração não haviam sido incorporadas.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este projeto teve como objetivo principal aplicar as técnicas de SHM em uma estrutura real, o qual foi concretizado na forma do sistema de monitoramento de longa duração do Rio Jaguari descrito no item 7. A seguir serão feitas algumas considerações a respeito do desenvolvimento do projeto e suas conclusões.

9.1. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO

O sistema desenvolvido buscou utilizar diferentes tecnologias para se montar um protótipo para sistemas de monitoramento de longa duração, de forma que, os sensores e tecnologias de

aquisição de dados, em conjunto com as técnicas de transmissão, processamento e análise dos dados empregados nesta aplicação podem ser utilizados, de maneira análoga, em outras pontes ou estruturas.

O sistema é capaz de coletar, transmitir e disponibilizar para visualização e análise todos os sinais coletados. A etapa de análise preliminar também mostrou boa qualidade dos sinais e coerência entre a grande maioria dos dados.

É significativa para a Engenharia Civil brasileira o fato de se ter, nesta ponte, um protótipo em funcionamento de um moderno sistema de medição que permite o monitoramento estrutural, tanto de curto prazo como de longo prazo. Além de permitir a aplicação completa dos recursos tecnológicos atualmente disponíveis e possibilitar o desenvolvimento próprio de ferramentas para a análise da “saúde estrutural (SHM)”, o projeto também estimulou a realização de estudos complementares em outras áreas de interesse. Um exemplo disto foi a colaboração para o teste de técnicas de medição de deslocamentos e vibrações em estruturas utilizando tecnologias de GPS que está apresentado no ANEXO G. O sistema de medição implantado pode ser utilizado para testar novas tecnologias, podendo-se comparar os seus resultados com os de novos métodos de medição que venham a ser empregados.

9.2. CONDIÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE

Durante o desenvolvimento do projeto foi feita uma coleta de informações sobre a condição e o comportamento da estrutura por meio de inspeções visuais, ensaios não destrutivos e as empreitadas de monitoramento de curto e longo prazo. Por meio destas informações foi constatado que a estrutura se encontra em bom estado de conservação.

Os valores dos deslocamentos e das deformações obtidas no monitoramento, todos, encontram-se dentro de limites aceitáveis para este tipo de estrutura. No entanto, de acordo com o estudo da degradação apresentado no ANEXO F, o modelo de previsão adotado demonstra que existe a possibilidade de que o processo de corrosão esteja se iniciando no presente momento. Por este motivo recomenda-se que um acompanhamento continue sendo realizado. Este acompanhamento é importante para a ponte objeto de estudo, mas também vital para o

aprimoramento dos modelos de previsão de degradação. Se bem calibrados e entendidos, esses modelos podem ser aplicados a outras estruturas ao longo da via.

9.3. TRABALHOS EM ANDAMENTO E FUTUROS

Conforme exposto neste relatório, a coleta e as atividades de análise dos sinais continua sendo feita. A potencialidade dos resultados coletados é significativa e seu interesse para pesquisas futuras é grande. Trabalhos acadêmicos que utilizam as informações obtidas durante este projeto continuam sendo desenvolvidos dentro dos seus respectivos campos.

Na interpretação dos sinais coletado, já foram constatadas algumas atividades que dizem respeito a ajustes e melhorias que são necessárias para um melhor aproveitamento do sistema. Além disto, para o bom funcionamento do sistema, atividades de manutenção são necessárias.

Já foi mencionado no item anterior que o estudo da degradação da ponte apresentou resultados que sugerem um processo de corrosão das armaduras em iniciação. Existem muitas incertezas nestes modelos, no entanto, os mesmos apresentam grande potencialidade para o planejamento de manutenção, reabilitação e substituição dos elementos de infraestrutura como as pontes. Desta maneira, a integração de técnicas de ensaios não destrutivos e dados de monitoramento com estes modelos de degradação é de grande interesse.

Outro fator de interesse é o uso deste sistema de monitoramento para o teste, comparação e validação de outros métodos de SHM. De maneira similar ao que foi feito empregando a tecnologia de GPS, pode-se integrar as informações de ensaios não destrutivos com os resultados da monitoração para comparar e validar estas técnicas.

9.4. TRABALHOS ACADÊMICOS E PUBLICAÇÕES

Ao longo do desenvolvimento desta pesquisa foram gerados diversos trabalhos acadêmicos e publicações científicas. Neste item estão relacionados todos os trabalhos e publicações que foram gerados a partir deste projeto de pesquisa.

MENEGHETTI, L. C.; COLOMBO, A. B. ; R.M. Teixeira ; BITTENCOURT, T. N. .High cycle fatigue of reinforced concrete bridges based on monitoring data. *Resumo aceito*: IABMAS 2016, Foz do Iguaçu. IABMAS 2016 - 8th international conference on bridge maintenance, safety and management.

- COLOMBO, A. B. ; MENEGHETTI, L. C. ; R.M. Teixeira ; BITTENCOURT, T. N. . Estimating concrete strength using field testing data. In: IABMAS 2014, 2014, Shanghai. IABMAS 2014 - 7th international conference on bridge maintenance, safety and management. Oxford: CRC Press, 2014. v. 1. p. 218(1)-218(9).
- ANDRADE, R. G. M. DE ; TRAUTWEIN, L. M. ; BITTENCOURT, T. N. . Comparison and calibration of numerical models from monitoring data of a reinforced concrete highway bridge. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 6, p. 121-138, 2013.
- MENEGHETTI, L. C. ; COLOMBO, A. B. ; LIMA, M. ; CONCEICAO NETO, A. P. ; BITTENCOURT, T. N. . Investigação experimental do fator de impacto em uma ponte curva em concreto armado. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: IBRACON, 2013.
- COLOMBO, A. B. ; MENEGHETTI, L. C. ; CONCEICAO NETO, A. P. ; BITTENCOURT, T. N. . Calibração de um modelo numérico de ponte rodoviária utilizando dados de testes de campo. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado. Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: IBRACON, 2013.
- MENEGHETTI, L. C., COLOMBO, A. B., BITTENCOURT, T. N. Monitoramento da integridade estrutural de pontes rodoviárias em concreto armado In: 3º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes - ASCP'2013, 2013, Porto.
- ANDRADE, R. G. M. Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em concreto armado: um estudo de caso. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da USP, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior. Orientador: Tulio Nogueira Bittencourt.
- MENEGHETTI, L. C., TEIXEIRA, R. M., SALAROLI, F., BITTENCOURT, T. N. Development and application of structural health monitoring techniques for structural assessment of highway bridges. Revista ANTT. , v.4, p.20 - , 2012.
- MENEGHETTI, L. C., FERNANDES, J. F., SAHUINCO, M. H. C., BITTENCOURT, T. N. Metodologia para inspeção em pontes de concreto armado In: XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 2012, Rio de Janeiro. Anais da XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. , 2012.
- MENEGHETTI, L. C., TEIXEIRA, R. M., SALAROLI, F., BITTENCOURT, T. N. Desenvolvimento e aplicação de técnicas de 'Structural Health Monitoring' para avaliação estrutural de pontes rodoviárias In: VII Workshop RDT, 2012, Brasília. Anais 2012. , 2012. p.72 – 81
- MENEGHETTI, L. C., COLOMBO, A. B., CONCEICAO NETO, A. P., BITTENCOURT, T. N., MONTOYA, R., SGAVIOLI, F. Tendências modernas para acompanhamento experimental do desempenho estrutural In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió. Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: Ibracon, 2012.
- ANDRADE, R. G. M., TEIXEIRA, R. M., MENEGHETTI, L. C., BITTENCOURT, T. N. Aplicação de hierarquia de modelos numéricos para uma ponte curva de concreto armado In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis. Anais do 53º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: Arte Interativa, 2011.

10. ENTIDADE E EQUIPE EXECUTORA

Equipe da Universidade de São Paulo

Coordenador: Prof. Túlio Nogueira Bittencourt

Equipe do Projeto

Alberto Belotti Colombo

Alfredo Pinto da Conceição Neto

Carlos Teruo Yanagihara

Enson de Lima Portela

Eduardo Addis Rosas

Fernando Salaroli

Gustavo Boriolo

Henrique Paulino da Silva

Colaboradores

Ana Paula Camargo Larocca

João Olympio A. Neto

Leila Cristina Meneghetti Valverde

Marcelo Lima Almeida Júnior

Melquiades Choquepuma Sahuinco

Osmar Roberto Manzoli

Rafael Petile Hune

Ritermayer Monteiro Teixeira

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

Equipe da Arteris

Amanda Marcandali

José Mario Chaves

Ferdinando Canella

Rogério Veiga

Fábio Frigo

Igor Amorim Beja

**ANEXO A. AVALIAÇÃO INICIAL DA ESTRUTURA: INSPEÇÃO VISUAL E ENSAIOS NÃO
DESTRUTIVOS**

A.1. INSPEÇÃO VISUAL

A.1.1. Considerações iniciais

A inspeção visual foi realizada com o objetivo de detectar defeitos aparentes na estrutura da ponte. Todos os vãos das pontes Norte e Sul foram vistoriados. A metodologia adotada para a inspeção seguiu a divisão dos vãos da ponte, sendo examinados e caracterizados os defeitos das longarinas, lajes e aparelhos de apoio de todos os vãos, além dos pilares.

Nos vãos acessíveis por terra, a inspeção foi realizada com auxílio de um caminhão Munck e nos vãos mais altos, utilizando-se técnicas de alpinismo. As ancoragens necessárias para a descida do inspetor foram colocadas no guarda-rodas da ponte. A Figura A.1 mostra a utilização das duas técnicas de acesso usadas.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A.1 – Detalhes das técnicas de inspeção utilizadas: (a) furação da estrutura do guarda-rodas; (b) colocação das cordas; (c) inspeção do vão de 26 m da ponte Norte; (d) inspeção com auxílio do Munck.

Durante a inspeção, foram também verificadas as dimensões das longarinas (largura, espessura, vão entre pilares), das transversinas (largura, espessura, comprimento e espaçamento), dos pilares (diâmetro) e alturas relativas entre peças. As dimensões levantadas *in loco* estão de acordo com o projeto.

As pontes se encontravam aparentemente em bom estado de conservação. Os principais defeitos encontrados foram: fissuras nas longarinas e nas lajes; lixiviação e manchas de umidade; distorção e fissuras nos aparelhos de apoio. Os defeitos observados são relatados a seguir, para cada ponte separadamente.

A.1.2. Inspeção da Pista Norte

Aparelhos de Apoio: os aparelhos de apoio são do tipo elastomérico fretado, constituídos de camadas do elastômero policloropreno aderidos a placas de aço, intercaladas entre as camadas de elastômero através de vulcanização, denominados comercialmente “apoios de neoprene”. Os aparelhos de apoio vistoriados estão de acordo com o especificado em projeto.

Todos os apoios apresentam distorção horizontal longitudinal e transversal em maior ou menor grau, conforme pode ser visualizado na Figura A.2. Como pode ser observado na Figura A.2(d), os aparelhos de apoio sobre os pilares P6 possuem distorção excessiva, formando um ângulo de aproximadamente 45°.



(a) Apoio sobre o pilar P3B



(b) Apoio sobre o pilar P4B



(c) Apoio sobre o pilar P5B



(d) Apoio sobre o pilar P6B

Figura A.2 – Distorção dos aparelhos de apoio – ponte norte.



(a) Apoio sobre o pilar P2A



(b) Detalhe do aparente esmagamento

Figura A.3 – Esmagamento do apoio elastomérico do pilar P2A.

Não foram observadas fissuras, corrosão das placas de fretagem ou rotação excessiva do aparelho de apoio. Em geral, os aparelhos de apoio estão em bom estado de conservação. Não foram encontrados vestígios de troca destes aparelhos de apoio; suspeita-se que são os originais, instaladas na época de construção da ponte.

Fissuras: foram observadas fissuras nas longarinas em todos os vãos. As longarinas situadas no lado de fora da curva apresentam um número maior de fissuras quando comparadas com as do lado de dentro da curva, conforme esperado.

As fissuras estão presentes no terço central dos vãos, entre transversinas e iniciam a aproximadamente 10 cm da base sendo que, em alguns casos, prolongam-se até o fundo da laje. Atribui-se a causa destas fissuras a combinação dos fenômenos de retração do concreto e de flexão com cisalhamento.

Na região dos pilares, foram observadas fissuras inclinadas, as quais podem ser originadas pela flexão negativa sobre os pilares. Observou-se uma fissura com abertura máxima de 0,8mm sobre o pilar P4B abertura esta superior ao máximo permitido pela NBR 6118(ABNT, 2014), ou seja, 0,4 mm para a classe de agressividade ambiental I (agressividade fraca). Nos outros casos, a abertura máxima é da ordem de 0,3 mm.

Cabe destacar o fato das fissuras existentes nas longarinas do vão entre os pares de pilares P1 e P2 terem passado por um processo de colmatagem, como pode ser visualizado na Figura A.4.



(a) Lado externo V1



(b) Lado externo V2

Figura A.4 – Fissuras colmatadas no vão entre os pilares P1 e P2.

Observou-se um caso de fissura horizontal na parte superior do pilar P3B, conforme mostra a Figura A.5.



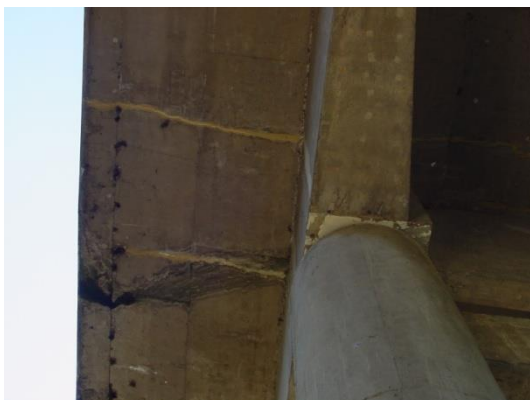
Figura A.5 – Fissura no pilar P3B.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A.6 – Fissuras nas lajes.

As lajes apresentam fissuras transversais ao eixo longitudinal da ponte, sendo estas localizadas nas regiões próximas aos pilares ou juntas de concretagem. Em alguns casos, as fissuras atravessam

toda a espessura da laje, estando presentes também no pavimento. As fissuras da laje também passaram por processo de colmatação, como pode ser visualizado na Figura A.6.

Lixiviação e manchas de umidade: nos pontos onde há fissuração na laje observou-se também o fenômeno de lixiviação, visualizado através da eflorescência (vide Figura A.7). A lixiviação ocorre devido à percolação da água através das fissuras, ocorrendo mesmo nas fissuras tratadas, o que demonstra que as fissuras estão ativas e o material usado na colmatação não está garantindo o fechamento das fissuras. Nas vizinhanças destas fissuras observaram-se manchas de umidade na superfície inferior da laje (vide Figura A.6).



Figura A.7 – Lixiviação do concreto através das fissuras na laje.

A.1.3. Inspeção da Pista Sul

Aparelhos de Apoio: assim como na ponte Norte, os aparelhos de apoio da ponte Sul são formados por articulações elásticas em borracha sintética intercaladas com placas de aço, denominadas comercialmente de Neoprene. Os aparelhos de apoio vistoriados estão de acordo com o especificado em projeto.

Os aparelhos de apoio da ponte sul não apresentam esmagamento da base ou corrosão das chapas de fretagem. Em alguns casos, observa-se uma leve distorção, como no caso do apoio sobre o pilar P4B (vide Figura A.8(c)). No entanto, as distorções são em menor grau do que as observadas nos aparelhos de apoio da ponte norte.

O aparelho de apoio sobre o pilar P4B apresenta fissuras nas camadas de elastômero, como pode ser visualizado na Figura A.8(c), estando portanto em mau estado e denotando envelhecimento.

Recomenda-se a sua substituição, sendo que, por ocasião da realização desta tarefa, recomenda-se também que uma nova vistoria em todos os aparelhos de apoio da ponte seja realizada.



(a) Apoio sobre o pila P3B



(b) Apoio sobre o pila P4B



(c) Fissura no apoio

Figura A.8 – Aparelhos de apoio da ponte sul.

Lixiviação e manchas de oxidação: nos pontos onde há fissuração na laje, observou-se também o fenômeno de lixiviação, visualizado através de manchas de óxido de ferro e umidade (vide Figura A.9). A lixiviação ocorre devido à percolação da água através das fissuras, e como não houve tratamento das fissuras, os compostos da pasta de cimento foram dissolvidos e possivelmente a armadura está submetida a processo de corrosão.



(a) Eflorescência



(b) Fissura da laje



(c) Fissura na laje



(d) Manchas de óxido de ferro

Figura A.9 – Manchas de oxidação e eflorescências nas lajes da ponte sul.

O mapeamento das fissuras nas longarinas e nas lajes da Ponte Sul está descrito neste anexo. Foram observadas fissuras nas longarinas em todos os vãos. O panorama de fissuração das longarinas está mostrado no item A.3.

As fissuras estão presentes no terço central dos vãos, entre transversinas e iniciam a aproximadamente 10 cm da base e, em alguns casos, prolongam-se até o fundo da laje. Atribui-se a causa destas fissuras a combinação dos fenômenos de retração do concreto e de flexão com cisalhamento.

Na região dos pilares, foram observadas fissuras inclinadas, as quais podem ser originadas pela flexão negativa sobre os pilares. Observou-se uma fissura com abertura máxima de 1 mm no meio do vão de 30 m entre os pilares P3A e P4A (vide Figura A.19), abertura esta superior ao máximo permitido pela NBR 6118, ou seja, 0,4 mm para a classe de agressividade ambiental I (agressividade fraca). Nos outros vãos, observaram-se fissuras com aberturas máximas da ordem

de 0,6 mm a 0,7 mm, aberturas estas também superiores ao máximo permitido pela NBR para a classe de agressividade do local (vide Figura A.21, Figura A.23 e Figura A.24).

Como as fissuras da ponte sul não foram colmatadas, observaram-se manchas de umidade e óxido de ferro em condições mais severas do que na Ponte Norte onde houve o processo de preenchimento das fissuras. As manchas de óxido indicam que a armadura já iniciou o processo de corrosão.

As lajes apresentam fissuras transversais ao eixo longitudinal da ponte, sendo estas localizadas nas regiões próximas aos pilares ou juntas de concretagem. Em alguns casos, as fissuras atravessam toda a espessura da laje, estando presentes também no pavimento. Salienta-se o caso da fissura próxima ao par de pilares P4, a qual pode ser melhor observada durante o monitoramento de curta duração, uma vez que esta fissura teve a sua abertura e o deslocamento vertical relativo monitorado. Esta fissura atravessa toda a espessura da laje e possivelmente a armadura longitudinal da laje esteja rompida. A Figura A.10 mostra uma foto da fissura em questão.

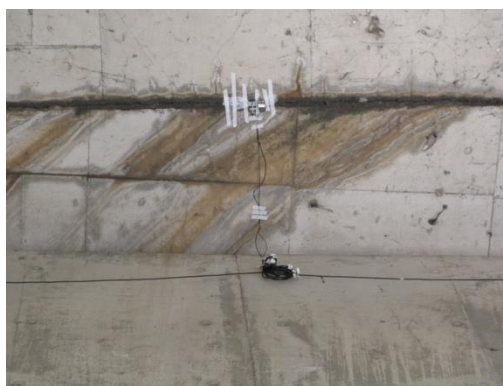


Figura A.10 – Detalhe da fissura na laje próxima ao par de pilares P4.

A.2. ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS

Os ensaios não-destrutivos foram realizados apenas na estrutura da Ponte Norte, uma vez que tais ensaios já foram realizados na Ponte Sul em 2010, no âmbito do projeto de pesquisa “Desenvolvimento de Metodologia de Projeto de Monitoração Estrutural para Pontes Rodoviárias”.

A avaliação da qualidade do concreto e a estimativa de sua resistência à compressão foram feitas *in loco* por meio de ensaios de esclerometria e de carbonatação da camada superficial do concreto. Durante os trabalhos de inspeção foram também retirados corpos-de-prova para posterior análise em laboratório da resistência à compressão, módulo de elasticidade, velocidade de pulso ultrassônico e índice de absorção do concreto.

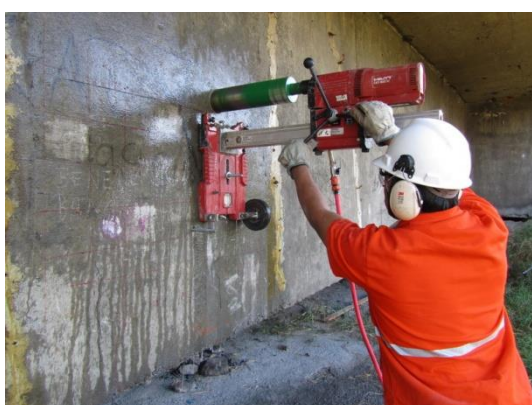
Inicialmente, com o auxílio de um pacômetro, procedeu-se a localização das armaduras nas áreas escolhidas para a avaliação. O equipamento utilizado nesse ensaio foi o pacômetro modelo Profometer 5 de marca Proceq. A utilização deste aparelho permitiu que fosse feito o mapeamento das armaduras (vide Figura A.11), auxiliando na realização dos ensaios de esclerometria e a extração dos corpos-de-prova.



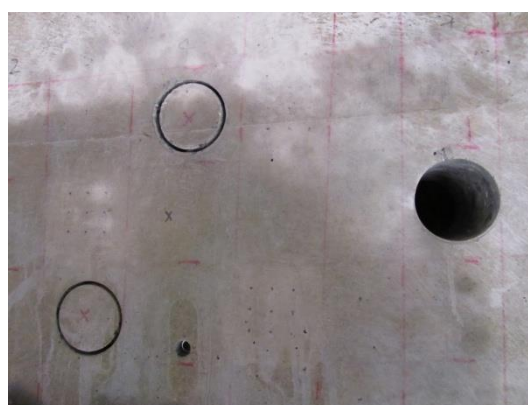
(a) Mapeamento da armadura



(b) Realização de esclerometria



(c) Extração de corpos-de-prova



(d) Corpos-de-prova

Figura A.11 – Ensaio de esclerometria e extração de corpos-de-prova.

Foram extraídos seis corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro, sendo 3 localizados na transversina TR20 e 3 na longarina V1, entre os pares de pilares P1 e P2, seguindo as

recomendações da NBR 7680 (ABNT, 2007). Na Figura A.12 podem ser visualizados os corpos-de-prova extraídos.

Cabe salientar, que os furos deixados pela extração dos corpos-de-prova foram preenchidos com concreto após o término dos trabalhos.



Figura A.12 – Ensaio de esclerometria e extração de corpos-de-prova.

Em laboratório, os corpos-de-prova foram serrados para ajuste das dimensões e polidos para regularização das superfícies superior e inferior.

De acordo com a norma NBR 7680, os corpos-de-prova a serem ensaiados devem ter as mesmas condições de composição e umidade relativa de campo. Tendo isso em vista, os corpos-de-prova foram secos em estufa a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ durante 48 horas até a constância de massa. Em seguida, eles foram resfriados a temperatura de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ a umidade relativa ambiente, por 48 h, procurando refletir as condições locais da ponte.

A.2.1. Ensaios laboratoriais dos corpos-de-prova

A avaliação da resistência mecânica e da qualidade de concreto da ponte norte foi realizada por meio de ensaios de laboratório em seis corpos-de-prova extraídos da superestrutura. Do total, 3 corpos-de-prova (CP's) foram extraídos da transversina TR20 e 3 da longarina V1, entre os pares de pilares P1 e P2, seguindo as recomendações da NBR 7680. Durante a extração, pode-se perceber que os concretos destes dois elementos estruturais foram confeccionados com agregados de diferente origem mineralógica, o que afetou as propriedades destes dois concretos. Os resultados obtidos nos ensaios, apresentados e discutidos nos itens a seguir, mostram esta influência.

Os ensaios realizados em laboratório com os CP's extraídos foram: absorção, índice de vazios, resistividade elétrica, umidade de equilíbrio, resistência à compressão e módulo de elasticidade.

As características físicas dos corpos-de-prova extraídos estão apresentadas na Tabela A.1. No corpo-de-prova em que a relação h/d é igual a 1,5 efetuou-se uma correção da resistência à compressão, multiplicando o valor obtido na máquina de ensaio por 0,93.

Tabela A.1 – Dimensões finais e relação h/d para os corpos-de-prova extraídos.

Corpo-de-prova	Diâmetro d (cm)	Altura h (cm)	Relação h/d
VT1	9,97	20,42	2,0
VT2	9,98	20,01	2,0
VT3	9,98	20,4	2,0
V1A	9,98	15,11	1,5
V1B	9,95	20,85	2,0
V1C	9,95	20,15	2,0

A.2.1.1. Ensaio de absorção de água e índice de vazios

O ensaio de absorção de água por imersão no concreto permite conhecer a quantidade total de poros permeáveis em água, determinada como o incremento de massa de um corpo sólido poroso devido à penetração de água em seus poros permeáveis, em relação à sua massa em estado seco. A partir desse valor têm-se indicações da qualidade do concreto, sendo considerado um indicador de permeabilidade do material. A Tabela A.2 apresenta o critério adotado para verificar a qualidade do concreto a partir da porcentagem de porosidade do concreto.

Tabela A.2 – Recomendação do CEB-FIP 192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão.

Porosidade (%)	Qualidade do concreto
>15	Deficiente
10 a 15	Normal
<10	Durável

Para o desenvolvimento deste ensaio utilizou-se a norma NBR 9778 (ABNT, 2005). A amostra, composta pelos seis corpos-de-prova extraídos, foi seca em estufa a uma temperatura de $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ por um período de 72h. Tempo suficiente para adquirir a constância de peso.

Nestas condições a amostra foi pesada, obtendo-se a massa seca (m_s). Em seguida os corpos-de-prova foram submersos em água até que depois de duas pesagens sucessivas, efetuadas em intervalo de 24h, não houvesse diferença em mais de 0,5% da menor massa, obtendo-se a massa

saturada (m_{sat}). Após a saturação, a amostra foi novamente imersa em recipiente cheio de água e levada a ebulição, onde foi mantida por um período de 5h. Em seguida, deixou-se a água resfriar naturalmente até a temperatura de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$. Neste momento, determinou-se a massa imersa (m_i) com o auxílio de uma balança hidrostática. Os resultados obtidos neste ensaio estão mostrados na Tabela A.3.

Tabela A.3 – Resultados do ensaio de absorção, índice de vazios e massa específica real.

CP	m_s (g)	m_{sat} (g)	m_i (g)	Índice de vazios (%)	Absorção (%)	ρ_r (g/cm ³)
VT1	2282	3876	2296	9,49	4,03	2,61
VT2	2260	3839	2279	9,87	4,18	2,62
VT3	2282	3883	2297	9,65	4,10	2,60
V1A	1659	2843	1673	12,62	5,49	2,64
V1B	2275	3898	2290	11,69	5,07	2,61
V1C	2233	3811	2250	11,08	4,76	2,62

Comparando-se os resultados do índice de vazios (vide Tabela A.3) com o critério de avaliação apresentado na Tabela A.2, verifica-se que o concreto extraído da transversina TR20 apresentou valores menores de 10%, indicando um concreto durável, enquanto que os resultados do índice de vazios para o concreto extraído da longarina estão entre 10% e 15%, classificando o concreto como normal.

A porosidade (tamanho e distribuição dos poros) é um fator que influencia a capacidade do concreto suportar o efeito destrutivo de agentes agressivos (água, oxigênio, dióxido de carbono, cloretos e soluções agressivas). Portanto, os resultados destes ensaios podem ser relevantes no auxílio das decisões referentes à qualificação do concreto face às questões de durabilidade.

A.2.1.2. Ensaio de absorção de água por capilaridade

Este método de ensaio foi utilizado para determinar a absorção capilar de água. A norma utilizada para o desenvolvimento deste ensaio é a NBR 9779 (ABNT, 1995a). A preparação dos corpos-de-prova foi feita de acordo com a metodologia descrita no ensaio anterior e na NBR 9779.

O ensaio foi realizado utilizando-se um recipiente plástico para acomodação dos corpos-de-prova em um ambiente à temperatura de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$. O recipiente foi preenchido com água de modo que

o seu nível fosse mantido constante a 5 mm acima da sua base. Foi determinada a massa dos corpos-de-prova às 3h, 6h, 24h, 48h e 72 horas após o primeiro contato com a água.

A absorção de água por capilaridade é calculada dividindo o aumento de massa pela área da seção transversal da superfície do corpo-de-prova em contato com a água, de acordo com a seguinte equação:

$$C = \frac{A - B}{S}$$

Onde C é a absorção de água por capilaridade expressa em g/cm^2 ; A é a massa em g do corpo-de-prova que permanece com uma das faces em contato com a água durante um período especificado; B é a massa em g do corpo-de-prova seco na temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e S é a área da seção transversal em cm^2 .

A Figura A.13 apresenta os resultados da absorção de água por capilaridade em função do tempo de ensaio. A maior absorção capilar atingiu $1,10 \text{ g}/\text{cm}^2$ em um corpo-de-prova extraído na longarina V1 após 72 h de ensaio. A absorção capilar nos corpos-de-prova extraídos da transversina TR20 apresentou valor médio na ordem de $0,73 \text{ g}/\text{cm}^2$ após 72 h de ensaio, valor abaixo daqueles encontrados para os CP's da longarina V1, mostrando que o concreto da longarina é mais poroso do que o da transversina.

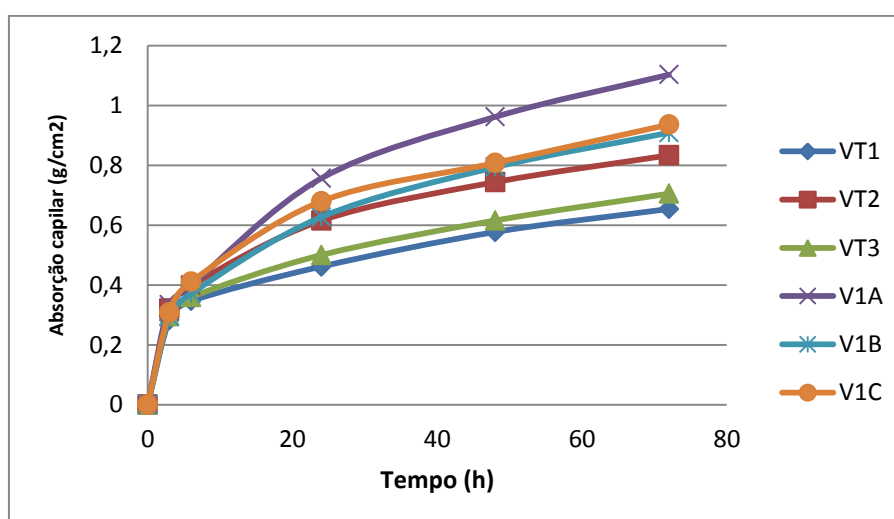


Figura A.13 – Absorção por capilaridade em função do tempo para os CP's extraídos.

A.2.1.3. Ensaio para determinação da umidade de equilíbrio

O teor de umidade de equilíbrio foi determinado para o concreto dos corpos-de-prova extraídos. O ensaio foi realizado a uma temperatura de $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa de $55 \pm 5\%$, de acordo com as exigências do critério utilizado.

As amostras utilizadas na determinação da umidade de equilíbrio são oriundas dos fragmentos dos CP's após ensaio de resistência à compressão. Utilizou-se apenas a porção de material passante na peneira de malha igual a 31 mm.

As amostras foram mantidas no ambiente de laboratório e pesadas a cada 24 horas até obter constância de massa. O teor de umidade foi calculado pela diferença entre a massa nas condições de equilíbrio com o ambiente e a massa das amostras em seco. A secagem foi feita em estufa ventilada mantida à temperatura de $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ por um período de 24h até obter constância de massa. O resultado do presente ensaio encontra-se na Tabela A.4.

Na Tabela A.4 observam-se teores baixos de umidade de equilíbrio. Isto provavelmente é devido à presença de maior volume de poros maiores no concreto. Este tipo de concreto absorve menos umidade ao ser exposto ao vapor de água presente na atmosfera. Ressalta-se também que um concreto com maior quantidade de poros menores apresenta maior quantidade de umidade.

Tabela A.4 – Resultados do ensaio de determinação da umidade de equilíbrio.

Amostra	Massa em seco (g)	Massa no ambiente (g)	Umidade de equilíbrio (%)
VT1	4320	4366	1,065
VT2	4195	4238	1,025
VT3	4265	4300	0,821
V1A	3505	3540	1,000
V1B	4205	4238	0,785
V1C	4185	4221	0,860

O fato de este concreto apresentar baixa umidade de equilíbrio permite supor também que pode ter sido usado aditivos na preparação do concreto. Provavelmente a menor conectividade entre os poros do concreto contribuiu para a diminuição da taxa de penetração de água, causando certa dificuldade no transporte de agentes agressivos ao interior do concreto.

A.2.1.4. Ensaio de resistividade elétrica

O ensaio de resistividade elétrica do concreto é uma ferramenta bastante útil no controle e monitoração da corrosão das armaduras, pois permite determinar a velocidade de corrosão. Este ensaio foi realizado no Laboratório de Corrosão do IPT, utilizando o método dos quatro eletrodos com o aparelho Canim da Proceq.

As normas ASTM (2006) e a CEB-FIP (1989) normalizam este tipo de ensaio, que originalmente foi desenvolvido para medir a resistência de solos, entretanto, ele foi adaptado para o concreto. O critério utilizado para avaliação deste ensaio é o fornecido pelo CEB-FIP 192 que é apresentado na Tabela A.5 mostrada a seguir.

Tabela A.5 - Recomendação do CEB-FIP 192 baseada na resistividade do concreto para estimar a provável taxa de corrosão (CEB-FIP, 1989).

Resistividade do concreto ($\Omega \cdot m$)	Taxa provável de corrosão	Nota
<50	Muito alta	1
50 a 100	Alta	2
100 a 150	Moderada	3
150 a 200	Baixa	4
>200	Desprezível	5

Para este ensaio foram utilizados os corpos-de-prova extraídos, os quais foram acondicionados conforme a norma NBR 9204 (ABNT, 1985). Foi realizado um total de quatro leituras para cada CP com a finalidade de obter leituras confiáveis e representativas. A Figura A.14 e a Tabela A.6 mostram a execução e os resultados da resistividade média do concreto.

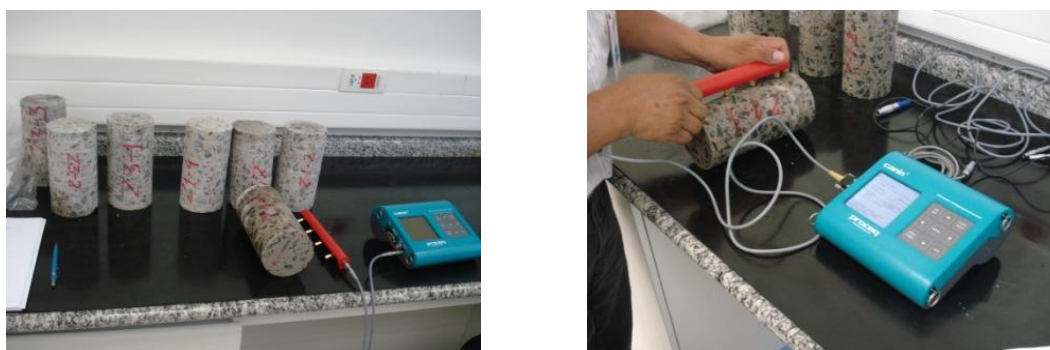


Figura A.14 – Realização de ensaios de resistividade elétrica nos corpos de prova.

Tabela A.6 – Resultados do ensaio de resistividade elétrica do concreto.

Leitura	Resistividade elétrica dos corpos de prova ($\Omega \cdot m$)				
	VT-1	VT-2	VT-3	V1-C	V1-B
1	98	99	99	96	75
2	99	99	99	96	80
3	99	99	97	76	87
4	99	96	99	77	89
Média	98,75	98,25	98,50	86,25	82,75
Nota	2	2	2	2	2

Sabe-se que a umidade do concreto influencia as leituras da resistividade elétrica, pois quanto mais saturados estiverem os poros do concreto, menor será a sua resistividade elétrica e mais elevada a velocidade de corrosão, portanto, os corpos-de-prova só foram molhados na hora da execução do ensaio procurando-se reproduzir as condições do ambiente da obra. A periodicidade das chuvas pode ter grande reflexo nos resultados, causando em longo prazo problemas de corrosão que não poderiam ser percebidos durante a realização do ensaio em laboratório. Quando o ensaio é realizado em campo usam-se valores um pouco maiores aos especificados na Tabela A.5 para classificar o concreto quanto a provável taxa de corrosão.

Durante o ensaio procurou-se colocar o aparelho no centro na região central da altura do corpo-de-prova, pois a medida que os locais de leitura são deslocados do centro para as bordas ocorre o aumento da resistividade aparente do material.

Cabe salientar que a camada de carbonatação encontrada na estrutura não interferiu na resistividade do concreto, já que esta camada foi retirada durante a execução do capeamento dos corpos de prova.

De acordo com o critério utilizado pela CEB-FIP 192 (CEB-FIP, 1989), os resultados do ensaio mostram um concreto com probabilidade de corrosão entre moderada e alta. Recomenda-se, portanto, proteger com tinta ou verniz as faces externas da estrutura expostas a ciclos de molhagem e secagem a fim de prolongar a sua vida útil. A resistividade é apenas um dos parâmetros que controla a velocidade de corrosão do aço no concreto, e não deve ser considerado como critério único para a previsão de danos sobre a estrutura.

A.2.1.5. Ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade

Os corpos-de-prova extraídos foram polidos nas suas faces superior e inferior para que estas superfícies ficassem planas e lisas. Durante a extração, os testemunhos foram refrigerados com abundante água conforme a norma NBR 7680, com o intuito de evitar aquecimento excessivo do local. As suas dimensões finais estão descritas na Tabela A.1.

De acordo com a norma NBR 7680, os corpos-de-prova a serem ensaiados devem ter as mesmas condições de composição e umidade relativa de campo. Tendo isso em vista, os corpos-de-prova foram secos em estufa a $(105 \pm 5)^{\circ}\text{C}$ durante 48 horas até a constância de massa. Em seguida, eles foram resfriados a temperatura de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ a umidade relativa ambiente, por 48 h, procurando refletir as condições locais da ponte. Após a preparação, os corpos-de-prova foram submetidos a ensaios de ultrassom, de umidade em equilíbrio, módulo de elasticidade e resistência à compressão.

A Tabela A.7 apresenta os resultados obtidos com os ensaios dos corpos-de-prova extraídos.

Tabela A.7 – Resultados obtidos com os ensaios realizados com os corpos-de-prova extraídos.

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (f_{cj}) (MPa)	E_{ci} (GPa)	Densidade (kg/m^3)
VT1	32,01	--	2386,66
VT2	30,96	27,04	2362,28
VT3	29,11	25,66	2384,27
V1A	17,34 *	--	2341,23
V1B	24,60	24,33	2349,02
V1C	28,43		2383,85

* Resistência desconsiderada, uma vez que o CP apresentava dimensões que não atendiam a relação $h/d = 2$

A resistência à compressão média f_{cm} dos corpos-de-prova extraídos é igual a 30,69 MPa, para os CP's extraídos da transversina (VT) e 26,51 MPa para os CP's extraídos da longitudinal (V1).

A resistência característica do concreto foi determinada de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR 12655 (ABNT, 2006), item 6.2.3.3 *Casos excepcionais*. Nesta condição, a resistência característica estimada é dada por:

$$f_{ckest} = \Psi_6 \cdot f_1$$

Onde:

f_1 – resistência do exemplar 1, da série de corpos-de-prova ordenados em ordem crescente

Ψ_6 – fator de correção da resistência em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra.

Adotou-se $\Psi_6 = 0,86$ para os CP's extraídos da transversina (VT) e $\Psi_6 = 0,82$ para os CP's extraídos da longarina (V1). Assim sendo, aplicando as recomendações da NBR 12655, a resistência característica à compressão é igual a 25,3 MPa e 20,17 MPa para os CP's da transversina TR20 e da viga V1, respectivamente.

O módulo de elasticidade tangente inicial do concreto E_{ci} foi determinado experimentalmente de acordo com a metodologia A (tensão σ_a fixa) da NBR 8522 (ABNT, 2008). Os resultados estão apresentados na Tabela A.7 e mostram valores coerentes para a classe de resistência do concreto. A Figura A.15 mostra um dos corpos-de-prova sendo ensaiado.



Figura A.15 – Ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto.

A.2.2. Esclerometria

Após o mapeamento das armaduras, procedeu-se ao ensaio de esclerometria utilizando-se um esclerômetro modelo DIGI SCHMIDT 2000 de marca Proceq. Esse ensaio foi realizado conforme a norma NBR 7584 (ABNT, 1995b). A energia de percussão foi de 2,50 N.m e com o mínimo de 9 impactos por região estudada.

Os resultados do ensaio de esclerometria, medidos através do índice esclerométrico (IE) e a estimativa da resistência à compressão do concreto, utilizando a curva fornecida pelo fabricante do equipamento são apresentados na Tabela A.8.

Tabela A.8 – Resultados de índice esclerométrico e estimativa da resistência à compressão.

Localização	IE*	f'_c (MPa)	f'_{cm} (MPa)
VT20 – E7	44,7	34,2	36,28
VT20 – E2	45,7	35,6	
VT20 – C5	47	37,3	
VT20 – B3	48,4	39,3	
VT20 – A5	45,2	35,03	
V2 entre P5B e P6B – C2	51,1	43,0	36,08
V2 entre P5B e P6B – A1	49,7	41,0	
V2 entre P5B e P6B – D4	44,4	33,9	
V2 entre P5B e P6B – A4	42,2	31,1	
V2 entre P5B e P6B – B6	42,4	31,4	
V1 entre P1A e P2A – F8	44,8	34,4	33,7
V1 entre P1A e P2A – B8	47,3	37,8	
V1 entre P1A e P2A – C6	46	36	
V1 entre P1A e P2A – E6	43,2	32,4	
V1 entre P1A e P2A – A4	45,2	35	
V1 entre P1A e P2A – D3	36,9	24,5	
V1 entre P1A e P2A – B1	45,9	35,8	
V2 entre P1B e P2B – A7	46	36	36,06
V2 entre P1B e P2B – D6	42,1	31	
V2 entre P1B e P2B – F6	46,4	36,6	
V2 entre P1B e P2B – A5	47,2	37,6	
V2 entre P1B e P2B – D4	47,4	37,9	
V2 entre P1B e P2B – A3	45,3	35,1	
V2 entre P1B e P2B – F2	47,7	38,2	
VT2 – B4	48,8	39,7	30,78
VT2 – D4	42,8	31,8	
VT2 – C3	36,6	24,1	
VT2 – B1	40,6	29	
VT2 – D2	42,4	31,4	
VT2 – D0	40,3	28,7	
V2 entre P3B e P4B	42,11	31,0	31,0
V1 entre P4A e P5A	45	34,7	34,7
V2 entre P4B e P5B	43,9	31,8	31,8

Analisando os resultados em termos de estimativa da resistência à compressão, verifica-se de um modo geral que a resistência do concreto mantém-se homogênea em toda a estrutura, salvo o

ponto de leitura D3, realizado na viga V1 entre P1A e P2A que apresentou IE de 36,9, o qual corresponde a uma resistência à compressão estimada em 24,5 MPa. Cabe salientar que este ponto encontra-se visualmente com um concreto mais poroso, o que, possivelmente, pode estar relacionado com deficiência no adensamento do concreto. Nos demais casos, a resistência à compressão está na faixa de 30 MPa a 36 MPa, valores estes superiores ao especificado em projeto ($f_{ck} = 20$ MPa).

A.2.3. Avaliação da carbonatação do concreto

O ensaio de carbonatação foi realizado em concreto recém fraturado, livre de pó, partículas soltas e sem presença de danos. Executou-se uma abertura no concreto e aspergiu-se sobre a superfície fenolftaleína diluída em 1% de álcool etílico.

A região de concreto carbonatada é identificada pela mudança de coloração. A cor violeta determina região alcalina sem carbonatação com pH próximo de 12. A ausência de cor determina região carbonatada com pH inferior a 9,2. A Figura A.16 ilustra o ensaio de carbonatação.



(a) Realcalinização



(b) Encontro face Belo Horizonte



(c)



(d)

Figura A.16 – Ensaio de carbonatação do concreto.

A Figura A.16(a) mostra o caso em que as bordas próximas a superfície apresentam coloração violeta, indicando que houve realcalinização do concreto nessa região. Este ponto de medida da profundidade de carbonatação está localizado na viga V2 entre os pilares P1B e P2B, vão onde houve colmatagem das fissuras e onde se observa a presença de um revestimento à base de cimento (nata de cimento). Ao que indica o ensaio, esta camada superficial promoveu uma realcalinização do concreto nesta região. Nos demais vãos, onde não houve tratamento das fissuras, não se observou essa realcalinização do concreto (vide Figura A.16(b) e (c)).

As medidas da espessura carbonatada foram realizadas com paquímetro com sensibilidade de 0,01 mm. Foram feitas 2 leituras para cada condição de exposição, onde o critério de julgamento adotado para a análise dos resultados de carbonatação foi determinístico. A Tabela D.7 apresenta os resultados do ensaio, em termos de espessura (e_{co2}) da frente de carbonatação.

Tabela A.9 – Resultados da profundidade de carbonatação.

Ponto	Local	e_{co2} (mm)		
		Mínima	Máxima	Média
1	Cortina lateral esquerda, lado Belo Horizonte	3,21	6,88	5,04
2	V1 entre P1A e P2A, face externa	14,92	23,94	19,43
3	V1 entre P1A e P2A, face interna	16,93	22,15	19,54
4	V2, entre P1B e P2B, face interna	10,51	16,29	13,4
5	V2, entre P1B e P2B, face externa	8,04	17,62	12,82
6	V1, entre P5A e P6A, lado interno	7,21	13,17	10,19
7	V2, entre P5B e P6B, lado externo	2,65	12,70	7,68
8	TR17	12,72	19,31	16,01
9	VT2, lado jusante	14,08	18,63	16,36
10	VT3, lado jusante	19,49	26,70	23,09
11	VT1, lado jusante	21,96	28,32	25,14
12	Pilar P2B	19,61	31,78	25,69
13	Pilar P1A	19,85	30,33	25,09
14	Pilar P5A	8,68	17,51	13,09
15	Pilar P4A	19,50	25,62	22,56
16	Pilar P4B	14,04	23,53	18,78

Nas longarinas e transversinas, a profundidade carbonatação máxima é de aproximadamente 28 mm, enquanto que nos pilares, este valor sobe para quase 31 mm, atingindo nestes casos a armadura, uma vez que a espessura do cobrimento é de 30 mm.

A.3. PANORAMA DE FISSURAÇÃO

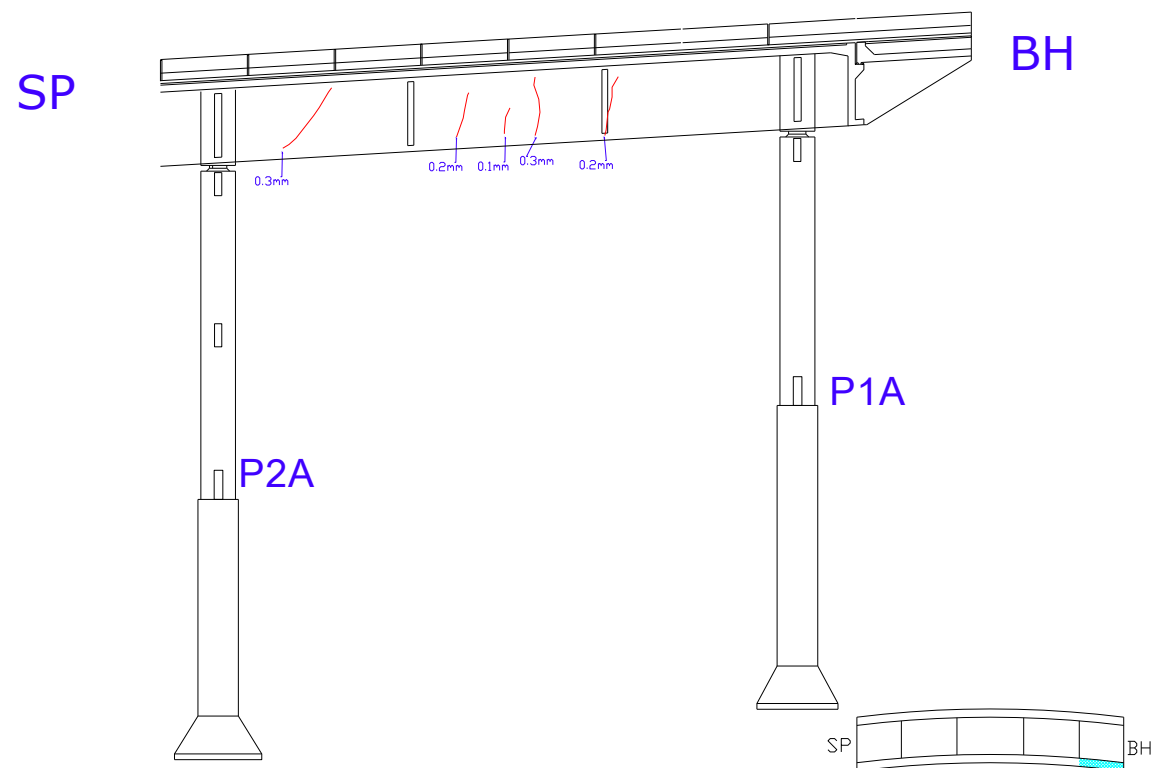


Figura A.17 – Panorama de fissuração entre os pilares P1A e P2A.

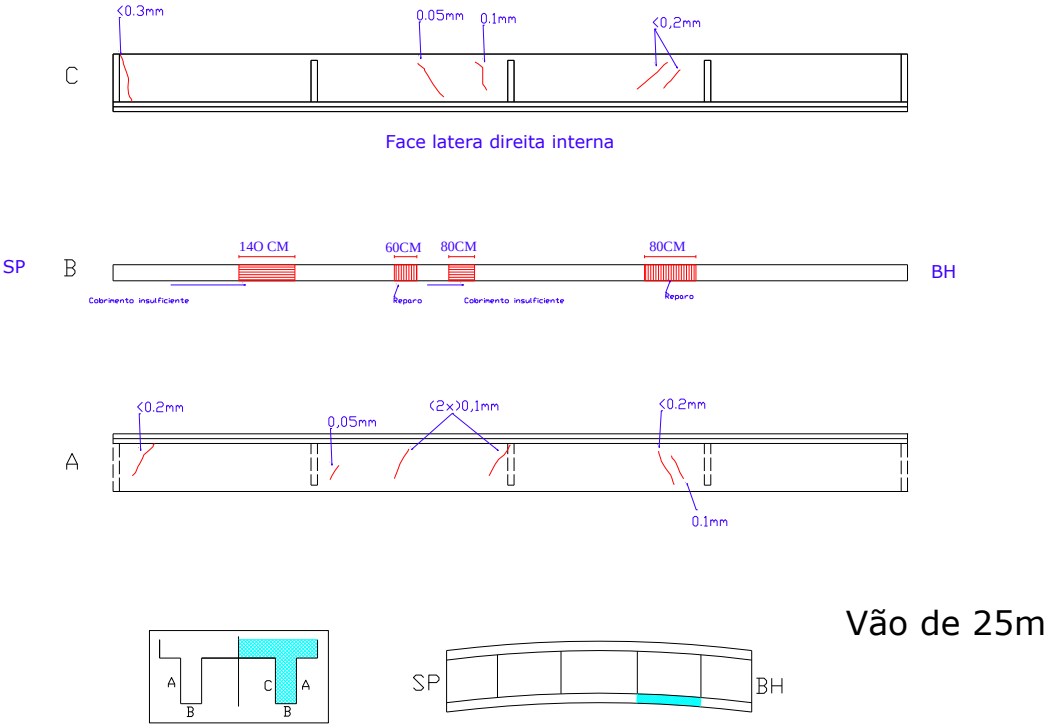


Figura A.18 – Panorama de fissuração entre os pilares P2A e P3A.

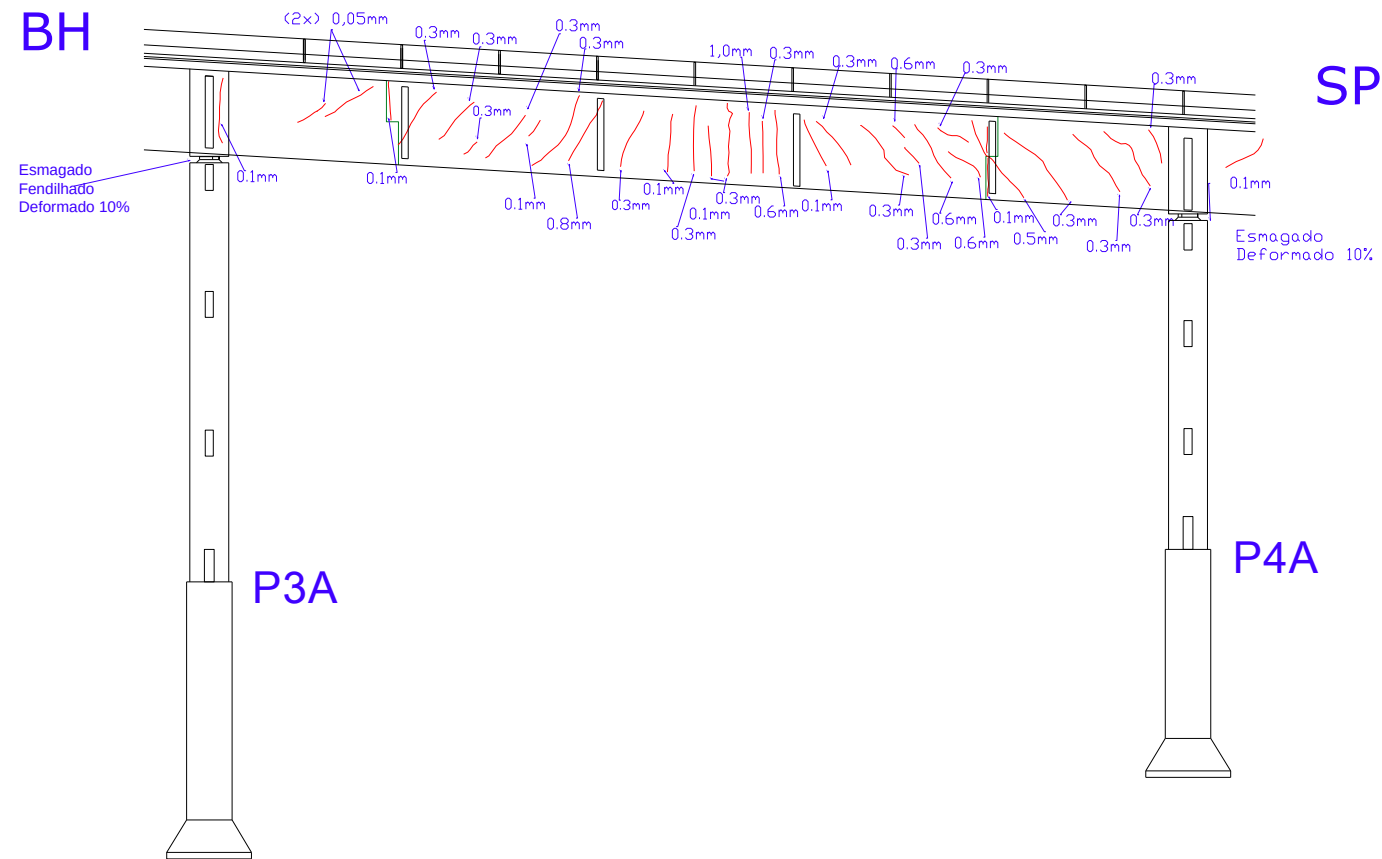


Figura A.19 – Panorama de fissuração entre os pilares P3A e P4A.

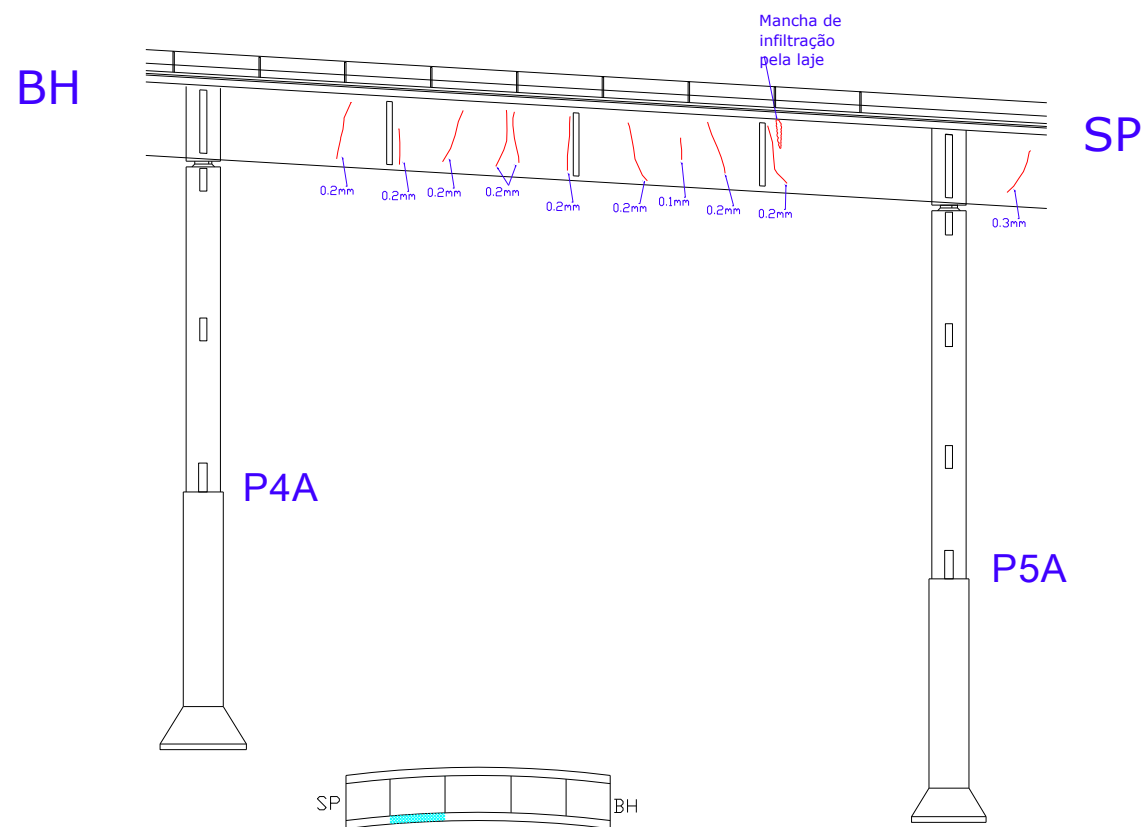


Figura A.20 – Panorama de fissuração entre os pilares P4A e P5A.

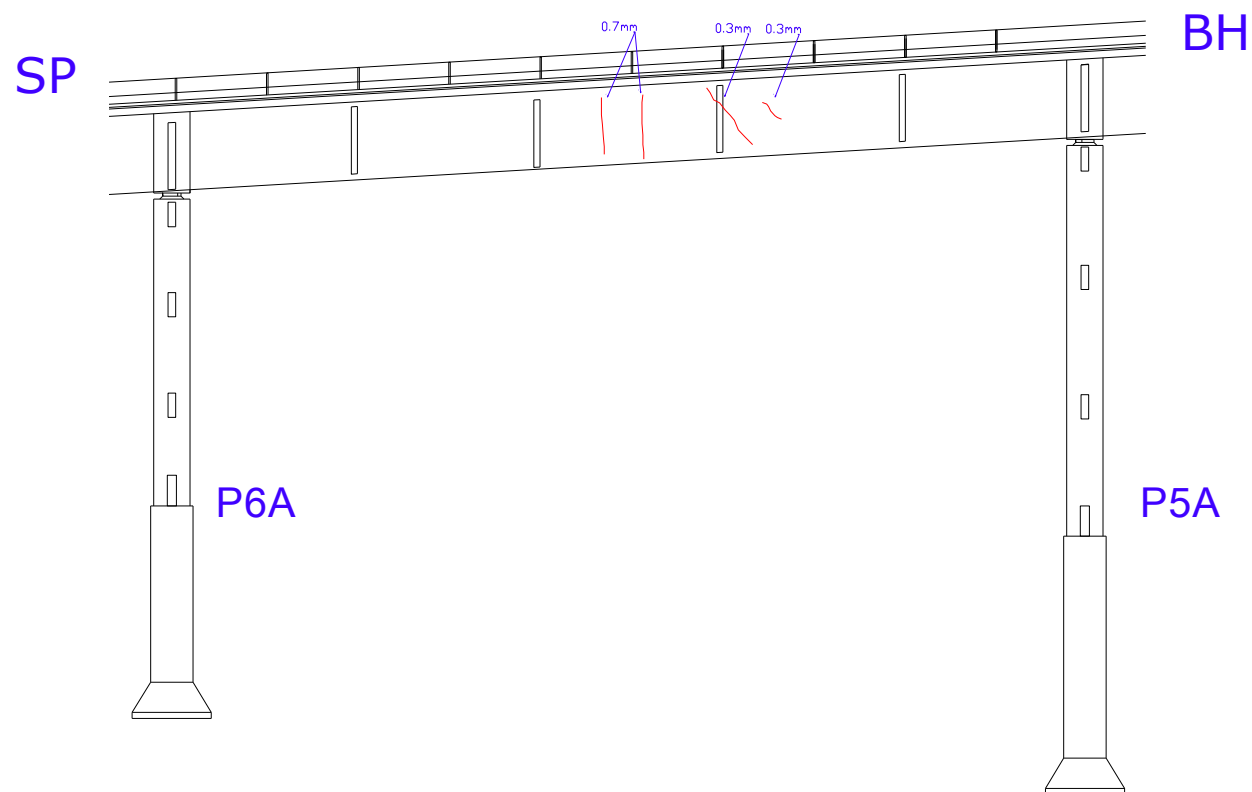


Figura A.21 – Panorama de fissuração entre os pilares P5A e P6A.

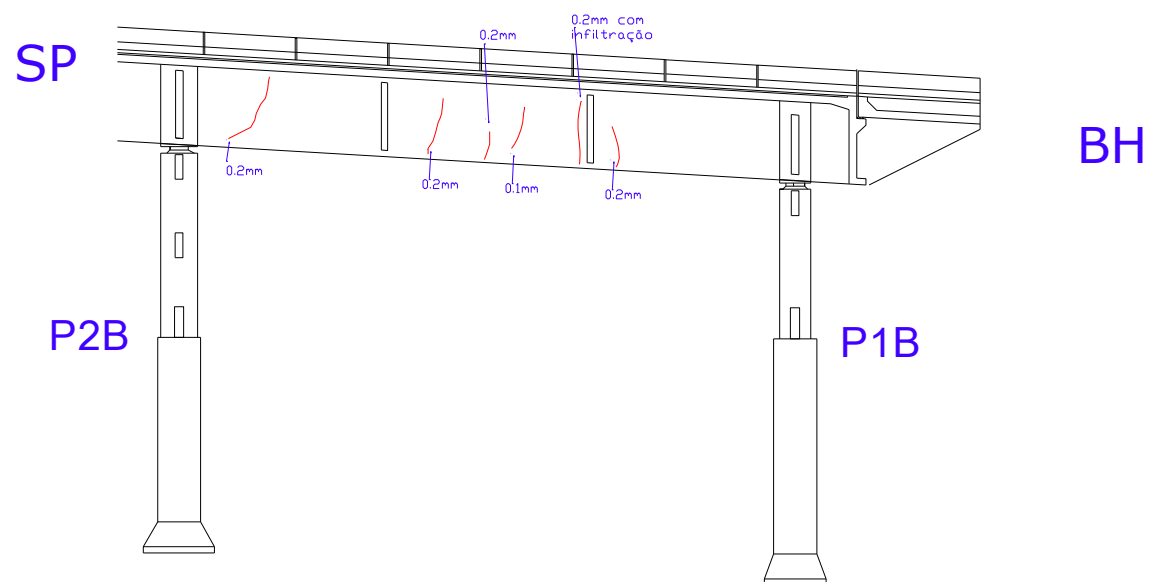


Figura A.22 – Panorama de fissuração entre os pilares P1B e P2B.

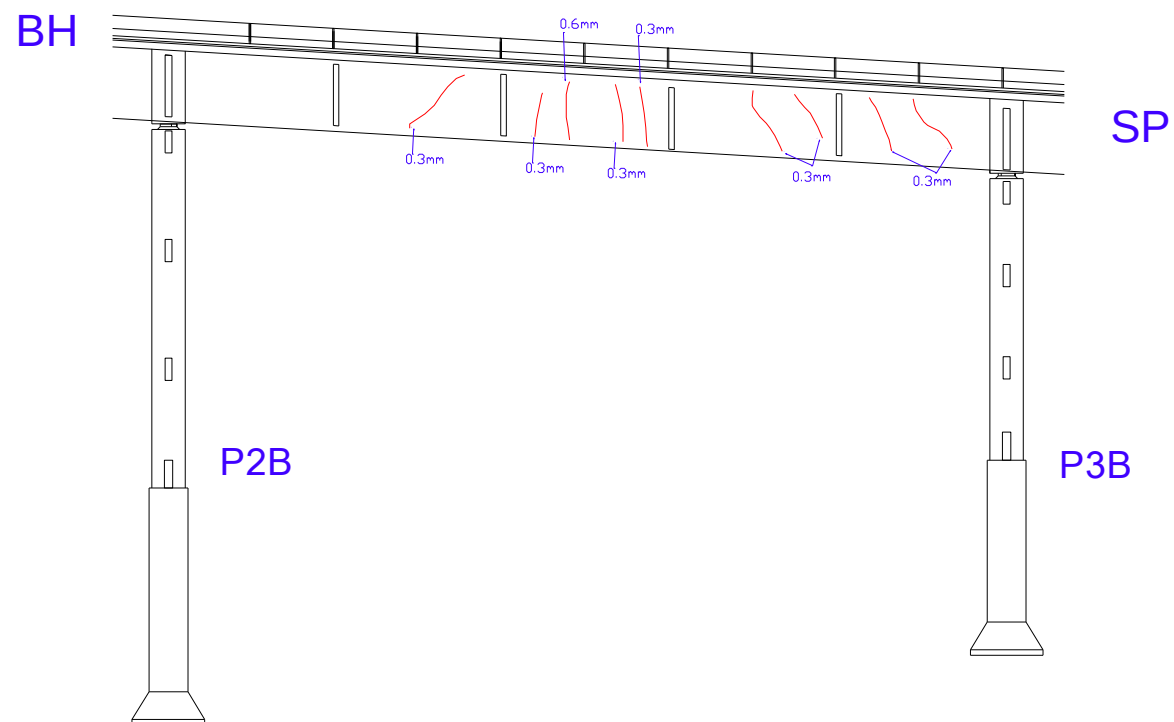


Figura A.23 – Panorama de fissuração entre os pilares P2B e P3B.

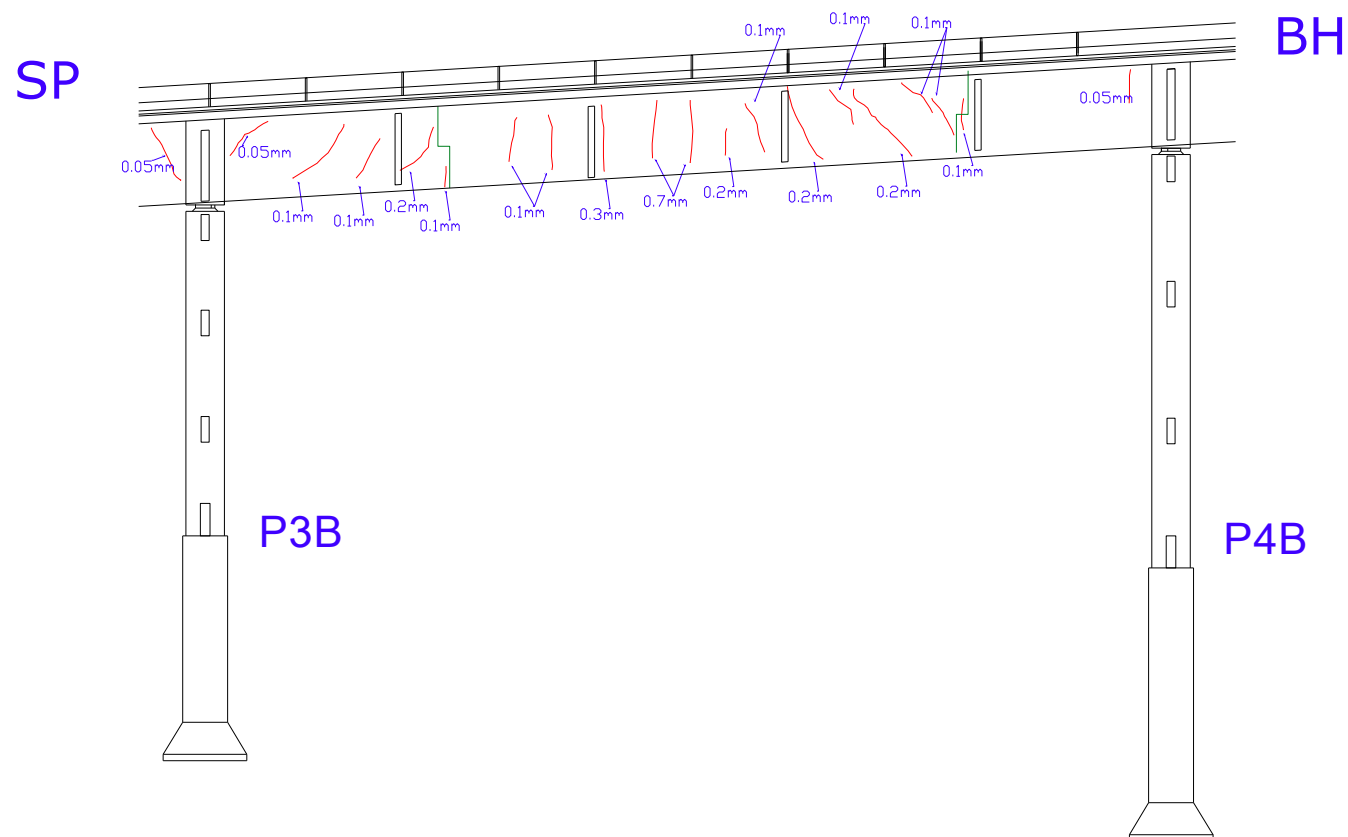


Figura A.24 – Panorama de fissuração entre os pilares P3B e P4B.

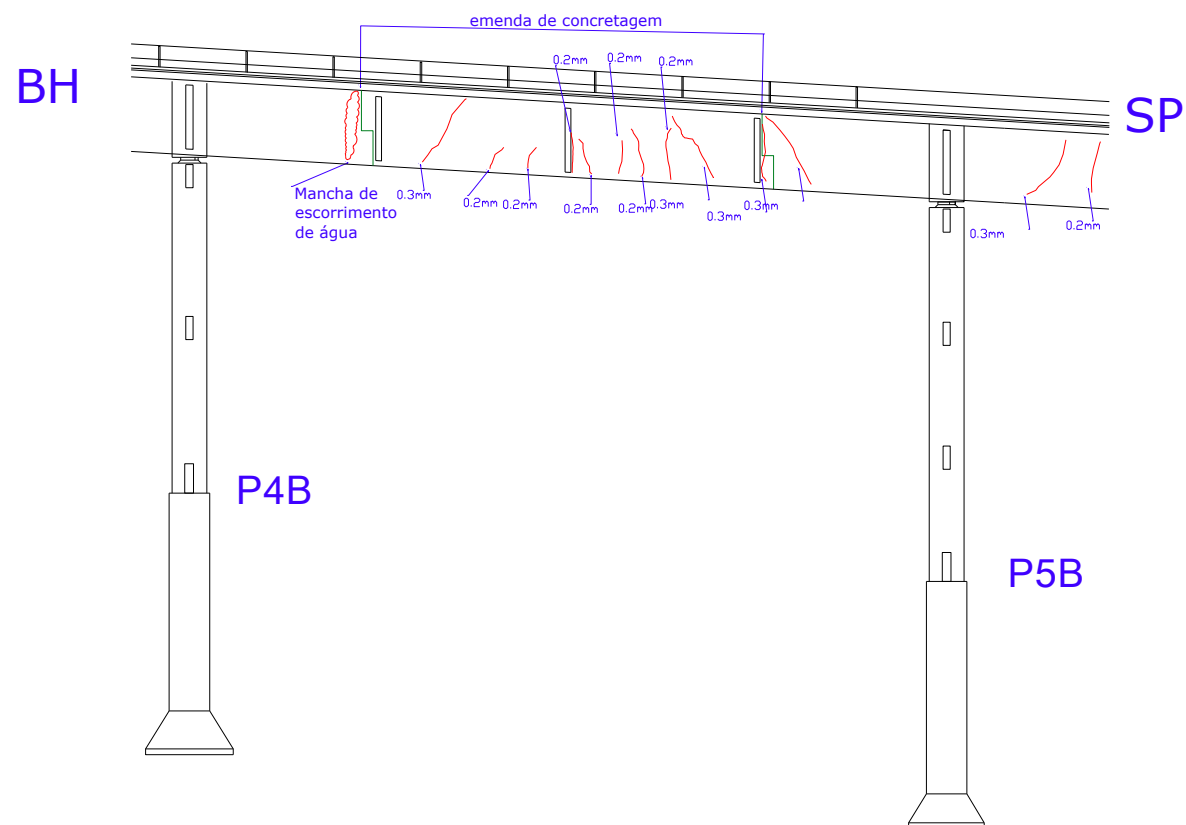


Figura A.25 – Panorama de fissuração entre os pilares P4B e P5B.

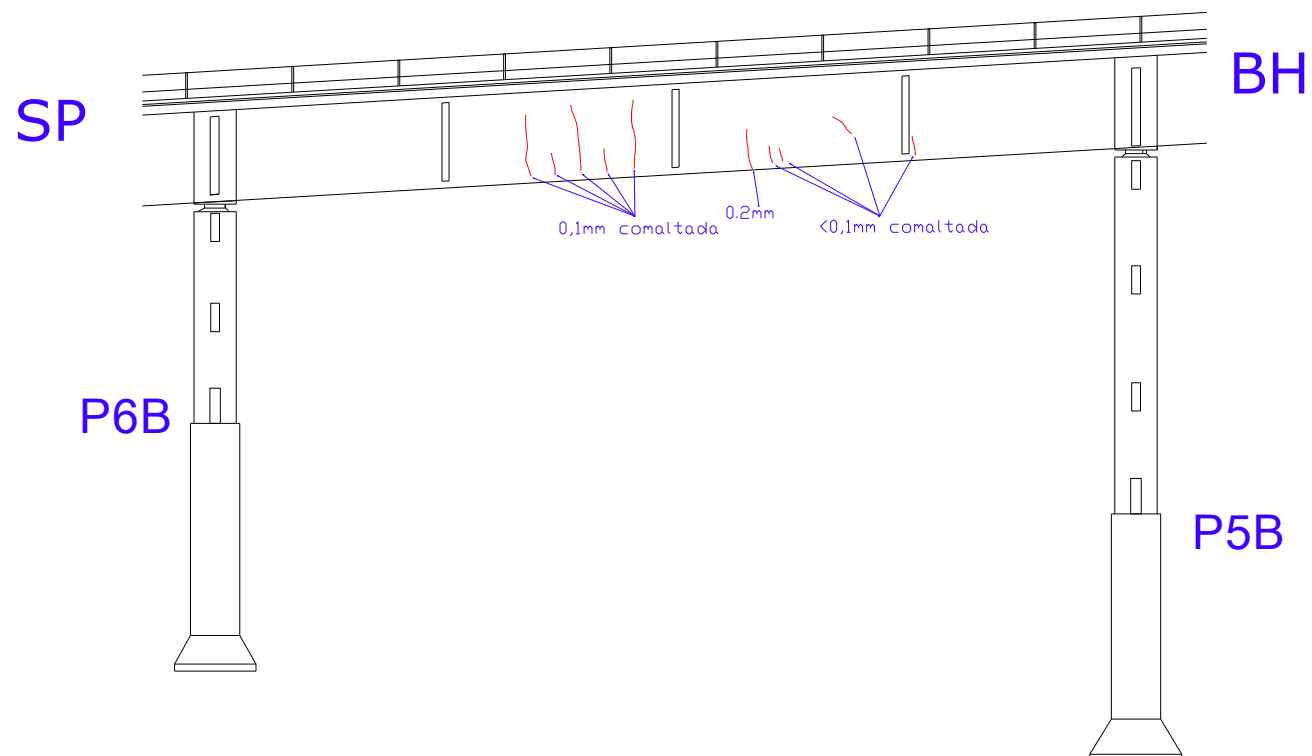


Figura A.26 – Panorama de fissuração entre os pilares P5B e P6B.

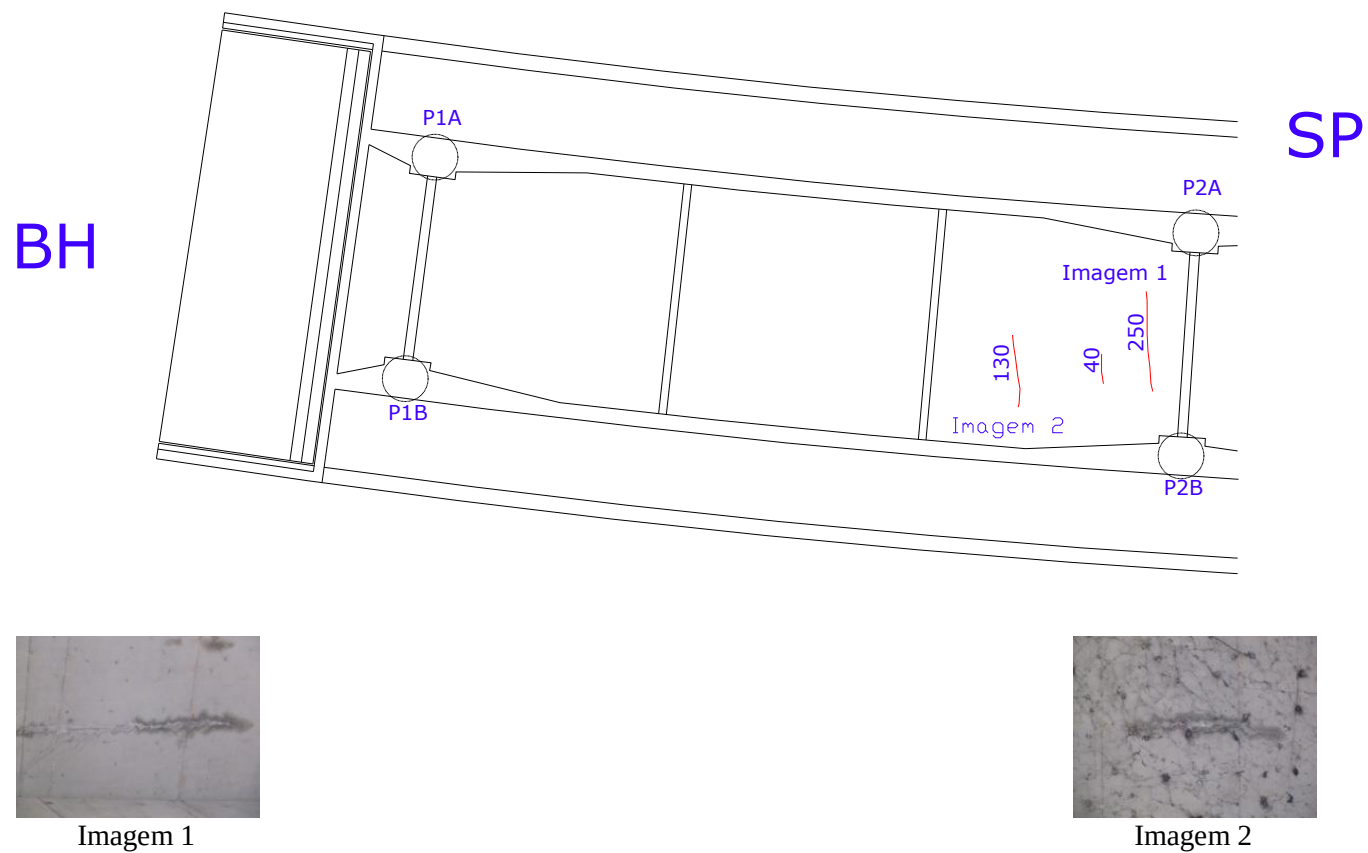
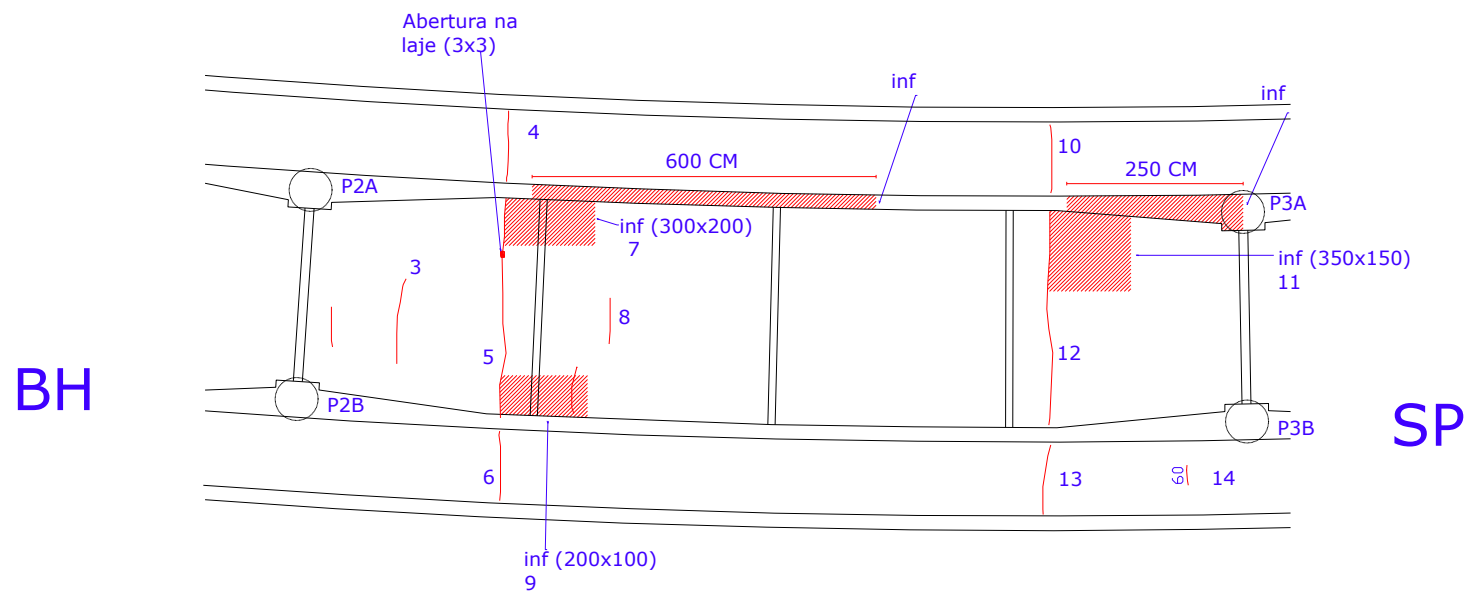


Figura A.27 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P1 e P2.



3



4



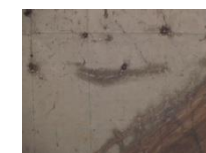
5



6



7



8



9



10



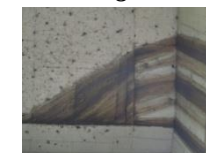
11



12



13



14

Figura A.28 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P2 e P3.

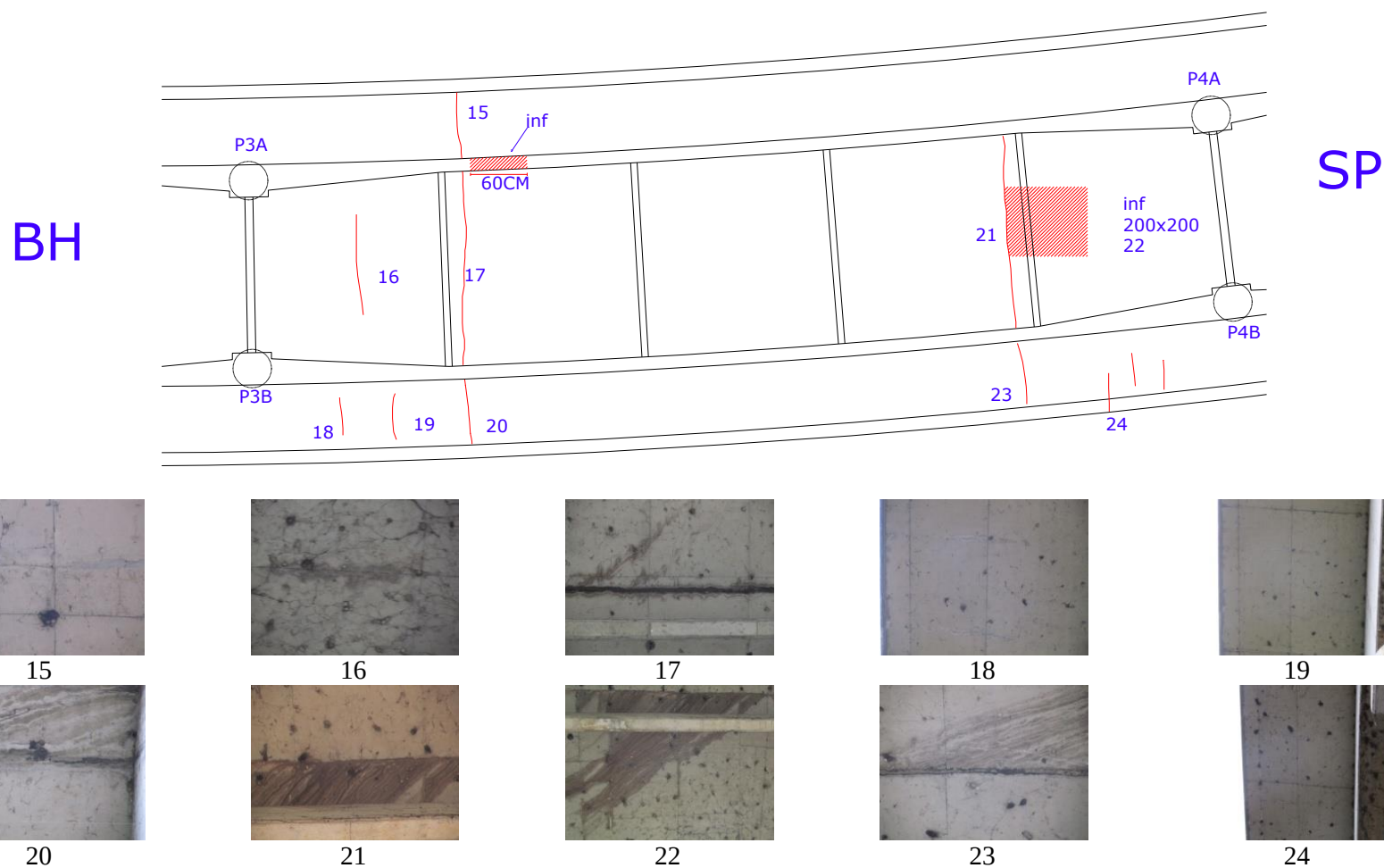


Figura A.29 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P3 e P4.

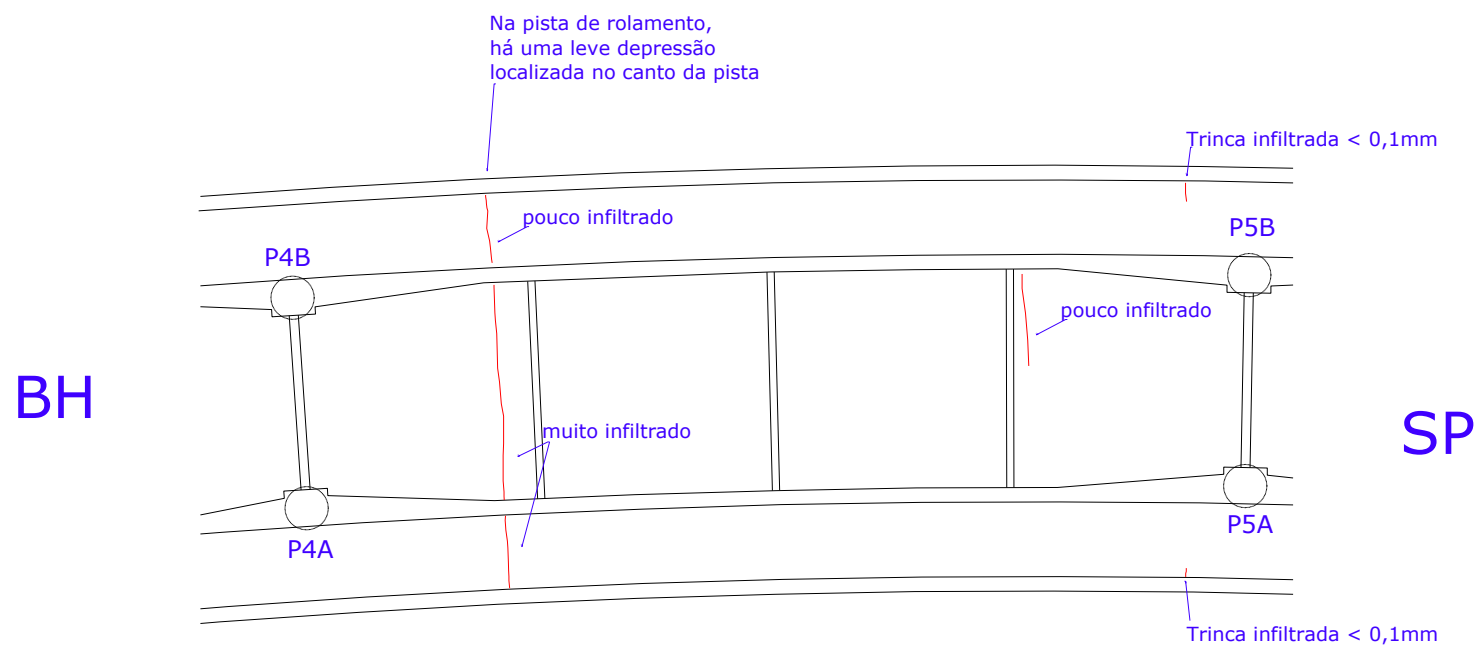


Figura A.30 – Panorama de fissuração: vista do tabuleiro entre os pilares P4 e P5.

ANEXO B. MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO: PROCEDIMENTO E RESULTADOS

B.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A campanha de monitoramento da ponte sul sobre o Rio Jaguari empregou técnicas para medição dos níveis de deformação da estrutura, bem como das acelerações e deslocamentos causados pelo tráfego dos veículos. Para medição dessas grandezas físicas foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, acelerômetros e transdutores de deslocamento, dispostos em pontos distintos da estrutura.

Os sensores e transdutores foram posicionados de forma a obter dados que permitam analisar o comportamento dos elementos constituintes individualmente e da ponte como um todo (superestrutura), ou seja, vigas, lajes e aparelhos de apoio.

Para permitir o acesso ao local de instalação dos sensores e transdutores projetou-se uma plataforma metálica que ficou suspensa a partir da estrutura do guarda-corpo da ponte. A Figura B.1 mostra a plataforma metálica instalada.



Figura B.1 – Plataforma metálica de acesso a viga e o topo dos pilares.

B.2. Descrição e posicionamento dos sensores e transdutores

B.2.1. Deslocamento e abertura de fissura

O deslocamento vertical estático foi medido no meio dos vãos entre os pilares P3 e P4 e entre P4 e P5 por meio de transdutores de deslocamento utilizando referência fixa com sistema de mola tensionada.

Foram monitorados também os deslocamentos verticais nos aparelhos de apoio situados na ligação entre a viga e os pilares P3, P4 e P5. Estes deslocamentos estão identificados na Figura C.2

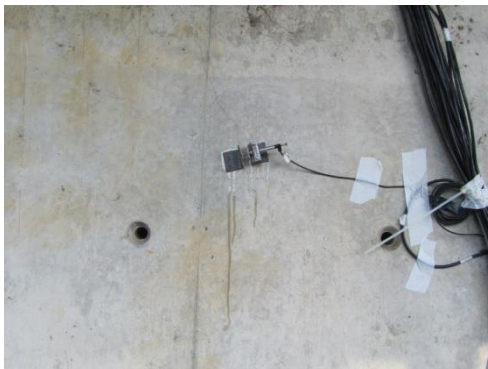
como D3A e D3B (pilar P3) e D4A e D4B (pilar P5) e D5A e D5B (pilar P6). Além disso, também com o auxílio de transdutores de deslocamento foram monitoradas as aberturas de fissuras nas vigas (F1A, F1B, F4A e F4B) e na laje (F2 e F3). A Figura B.3 mostra um corte longitudinal da ponte com o posicionamento dos transdutores e acelerômetros. Na Figura B.2 apresentam-se algumas fotos dos transdutores instalados.



(a) Deslocamento vertical meio do vão



(b) Deslocamento vertical no apoio



(c) Abertura de fissura



(d) Deslocamento horizontal e vertical na laje

Figura B.2 – Transdutores de deslocamento instalados na ponte sul sobre o Rio Jaguari.

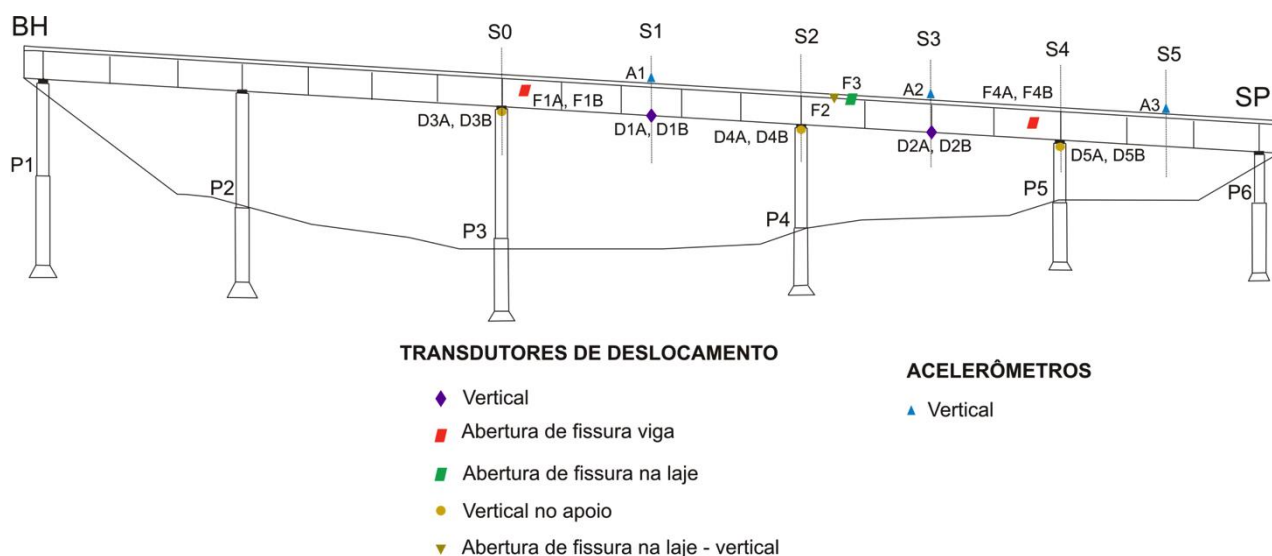


Figura B.3 – Corte longitudinal: identificação e localização dos transdutores de deslocamento e acelerômetros.

B.2.2. Deformações

As deformações foram medidas em cinco seções distintas, sendo três seções no meio do vão e duas sobre a região dos pilares. Estas deformações foram medidas com extensômetros elétricos (“strain gauges”) instalados conforme as figuras abaixo. Os extensômetros elétricos estão identificados pela letra E.

Na seção S3, localizada no meio do vão entre os pilares P4 e P5, monitoraram-se também as deformações transversais na armadura e no concreto sobre o apoio e no meio da laje com o intuito de verificar se há predominância de esforços nestas direções.

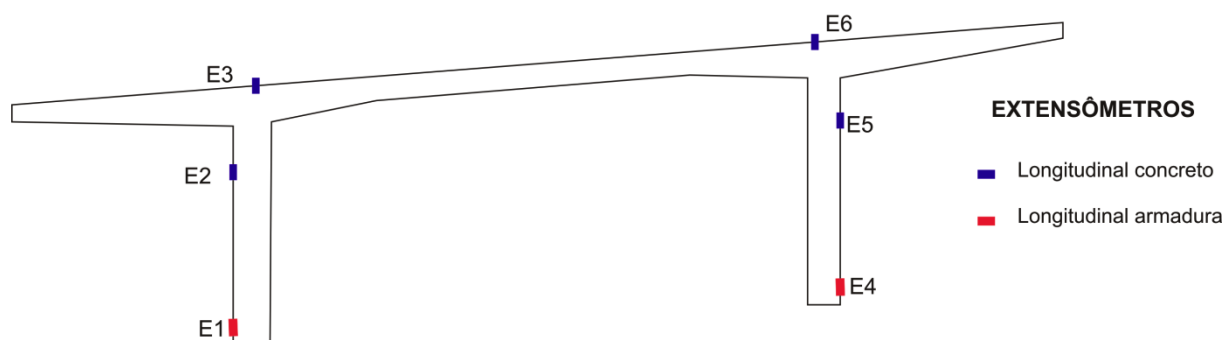


Figura B.4 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S1.

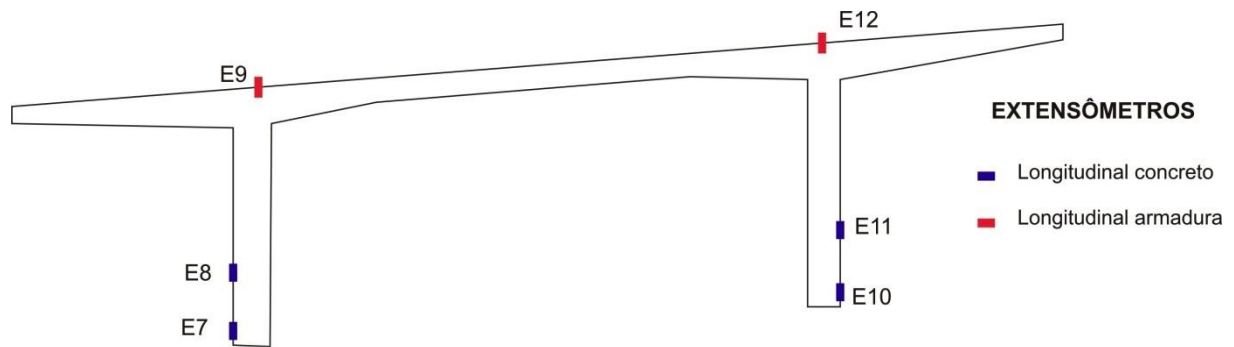


Figura B.5 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S2.



Figura B.6 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S3.

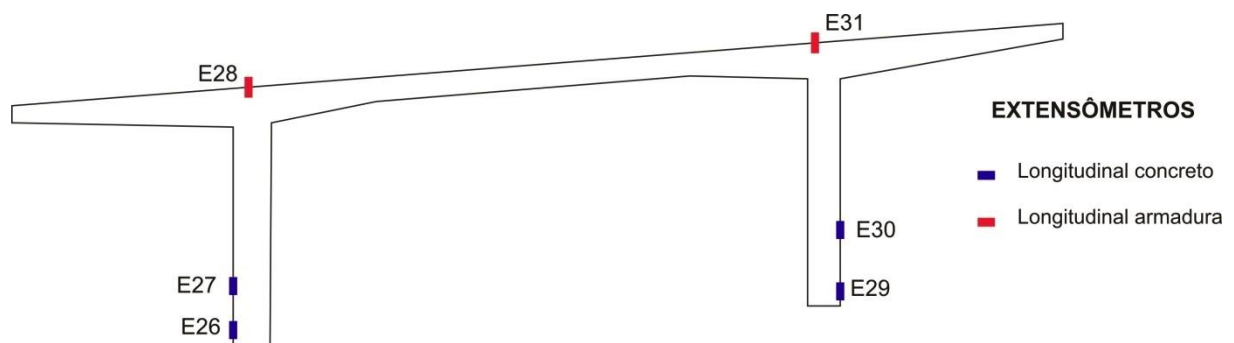


Figura B.7 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S4.

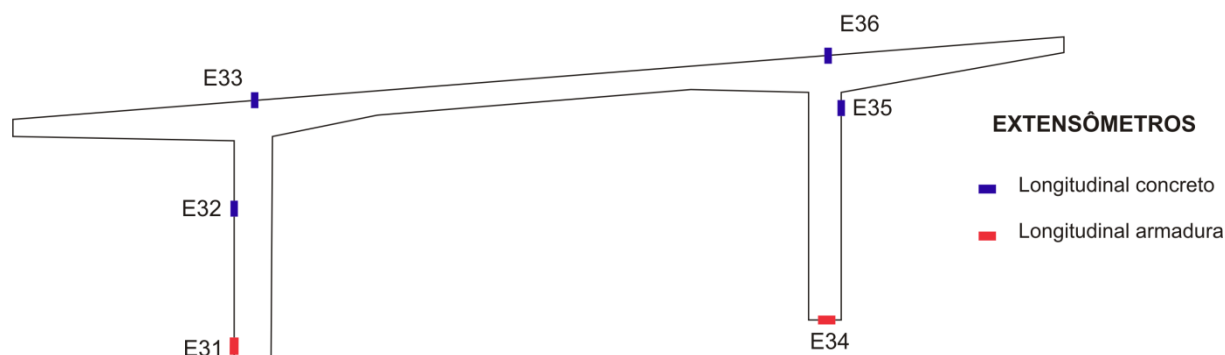


Figura B.8 – Disposição dos extensômetros elétricos na seção S5.

A precisão da medida de deformação obtida através de um extensômetro elétrico (strain gauge) está fortemente relacionada com o emprego de técnicas corretas de instalação e com o adesivo empregado. O adesivo utilizado no monitoramento de curta duração da ponte sul sobre o Rio Jaguari é a base de cianoacrilato. Após a colagem os sensores foram protegidos com adesivo epóxi de secagem rápida.

O procedimento de instalação de um extensômetro elétrico consiste nas seguintes etapas:

- a) Tratamento da superfície da amostra: é uma das etapas mais importantes, pois dela depende a precisão da leitura. O tratamento da superfície é diferenciado, dependendo do local onde será instalado. Para instalar o extensômetro na armadura é necessário primeiramente retirar a camada de cobrimento do concreto até deixar a barra exposta. Depois disso, com auxílio de uma esmerilhadeira, lixa-se a superfície da barra até remover as ranhuras e promovendo uma superfície lisa e isenta de vazios. No caso do extensômetro ser instalado no concreto, deve-se remover a camada superficial da nata de cimento até obter uma superfície lisa. Se a superfície apresenta muitos vazios é necessário fazer a sua colmatação com a aplicação de uma resina de base epóxi, por exemplo. Na ponte monitorada, alguns pontos de instalação do extensômetro eram sob o pavimento. Nestes locais o pavimento foi removido com auxílio de um martelete pneumático.
- b) Marcação do local onde será colado o extensômetro
- c) Distribuição do adesivo no local de colagem
- d) Colagem do extensômetro

- e) Aplicação da pressão de contato e cura
- f) Verificação da resistência do extensômetro e isolamento
- g) Ligação do extensômetro ao cabo elétrico
- h) Tratamento à prova de umidade
- i) Ligação dos circuitos e conexão ao aparelho de medição.

A Figura B.9 mostra a sequência de instalação de um extensômetro na armadura da face inferior da viga longitudinal, enquanto que a Figura B.10 mostra a sequência de instalação do sensor no concreto sob o pavimento.



(a) Verificação da posição das barras



(b) Remoção da camada de cobrimento



(c) Esmerilhamento da superfície



(d) Superfície tratada



(e) Extensômetro colado na barra



(f) Colocação da esteira de proteção



(g) Soldagem do cabo elétrico

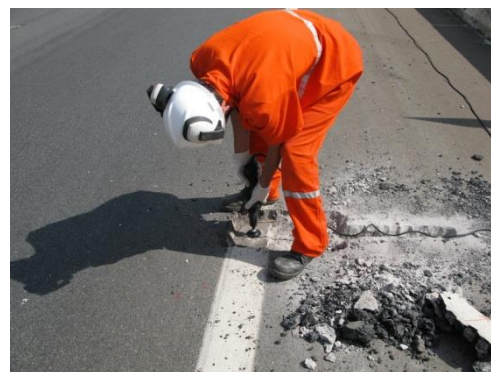


(h) Extensômetro instalado na armadura

Figura B.9 – Sequência de instalação de um extensômetro na armadura.



(a) Remoção do pavimento



(b) Retirada da nata superficial



(c) Limpeza da superfície



(d) Escolha do extensômetro



(e) Colagem do extensômetro



(f) Cura do adesivo



(g) Proteção contra a umidade



(h) Recomposição do pavimento

Figura B.10 – Sequência de instalação de um extensômetro no concreto sob o pavimento.

B.2.3. Acelerações

Foram instalados três acelerômetros (A1, A2 e A3) no meio dos vãos central, intermediário e extremo, conforme mostra a Figura B.3. A Figura B.11 mostra uma foto de um dos acelerômetros instalados.



Figura B.11 – Detalhe do acelerômetro instalado no meio do vão entre os pilares P5 e P6.

B.3. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

O sistema de aquisição permite a interrogação, a aquisição e a conversão em formato digital dos sinais provenientes dos sensores e transdutores. Os sinais lidos foram analisados preliminarmente em campo e os dados obtidos foram armazenados para análise posterior no laboratório, cujos resultados encontram-se nos itens B.5.

O sistema de aquisição de sinais empregado foi o SCXI da *National Instruments*. Este sistema pode realizar processamentos em tempo real e é composto por condicionadores de sinais específicos para os diferentes tipos de sensores e transdutores, eletrônica associada para calibração, amplificação, conversão analógico-digital (A/D), hardware e software apropriados, constituindo-se em conjunto robusto, versátil e de boa estabilidade.

O conjunto SCXI empregado no monitoramento é formado pelos seguintes módulos: NI SCXI 1001 (chassis com 12 slots); NI SCXI 1600 (placa de comunicação USB); NI SCXI 1125 (placa para aquisição de sinal analógico programado); NI SCXI 1520 (placa para aquisição de strain gauge full bridge); NI SCXI 1521B (placa para aquisição de strain gauge em “quarter bridge”); NI SCXI 1531 (placa para aquisição de acelerômetros); NI SCXI 1125 (placa para a aquisição de sinais em tensão).

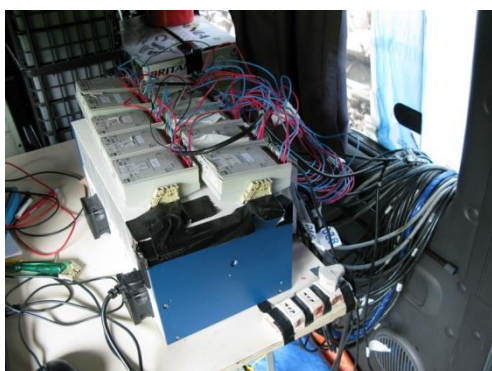
O sistema de aquisição dos sinais foi instalado dentro de uma Van que permaneceu no canteiro de obras durante todo o trabalho de monitoramento. As fotos mostradas na Figura B.12 mostram o sistema de aquisição, a conexão dos cabos e o monitoramento em tempo real. A frequência de amostragem foi igual a 100 Hz e apenas os dados de aceleração foram filtrados.



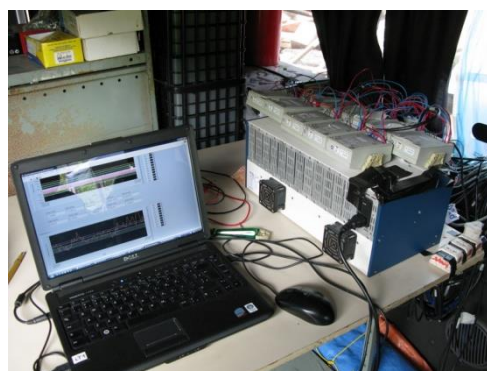
(a) Conjunto SCXI



(b) Conexão dos cabos elétricos



(c) Conjunto SCXI com cabos conectados



(d) Monitoramento em tempo real

Figura B.12 – Sistema de monitoramento da ponte sul sobre o Rio Jaguari.

B.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Após a instalação de todos os sensores e transdutores, iniciou-se a fase de monitoramento, o qual ocorreu em duas etapas: na primeira etapa monitorou-se o tráfego normal da rodovia e na segunda etapa realizaram-se os ensaios estáticos e dinâmicos com a passagem de um veículo de prova.

O monitoramento do tráfego normal foi realizado totalizando aproximadamente 18 horas. Procurou-se monitorar durante diferentes períodos do dia, de modo a obter uma amostra representativa do tráfego.

Para realizar a etapa do monitoramento com tráfego controlado, o tráfego foi totalmente interrompido, permitindo-se apenas a passagem do veículo de prova.

O veículo de prova consistiu num caminhão de cinco eixos, sendo 2 eixos no caminhão e 3 eixos na carreta, conforme mostra a Figura B.13. O peso total do veículo de prova carregado e

descarregado era de 44,3 t e 16,7 t, respectivamente. As distâncias entre eixos e cargas concentradas por roda estão ilustradas na Figura B.14.



Figura B.13 – Veículo de prova usado no monitoramento com tráfego controlado.



Figura B.14 – Distância entre eixos e cargas por roda.

Na etapa do monitoramento com o tráfego controlado realizaram-se os ensaios quase-estáticos e dinâmicos. Foram realizados três ensaios quase-estáticos, conforme descrito a seguir:

Ensaio 1: passagem do veículo de prova pelo acostamento do lado direito (faixa 2);

Ensaio 2: passagem do veículo de prova sobre o eixo central longitudinal da ponte;

Ensaio 3: passagem do veículo de prova pelo acostamento do lado esquerdo da ponte (faixa 1).

A velocidade do veículo de prova durante este ensaio foi de aproximadamente 10 km/h, fazendo-se uma pausa de aproximadamente 30 segundos a cada seção instrumentada para estabilização das leituras.



(a) Ensaio 1



(b) Ensaio 2



(c) Ensaio 3

Figura B.15 – Realização do ensaio quase-estático.

A Figura B.15 mostra o posicionamento do veículo de prova em cada um dos ensaios quase estáticos. Os ensaios dinâmicos foram realizados com a passagem do veículo de prova na faixa da esquerda nas velocidades de 10 km/h, 40 km/h, 60 km/h e 90 km/h.

B.5. DADOS COLETADOS

Após a instalação de todos os sensores e transdutores, iniciou-se a fase de monitoramento, o qual ocorreu em duas etapas: na primeira etapa monitorou-se o tráfego normal da rodovia e na segunda etapa realizaram-se os ensaios estáticos e dinâmicos com a passagem de um veículo de prova.

B.5.1. Monitoramento do tráfego normal

O monitoramento do tráfego normal, totalizou aproximadamente 20 horas. Procurou-se monitorar durante diferentes períodos do dia, de modo a obter uma amostra representativa do tráfego.

As figuras B.16 a B.20 apresentam a série temporal de deformações para uma amostra de 30 minutos.

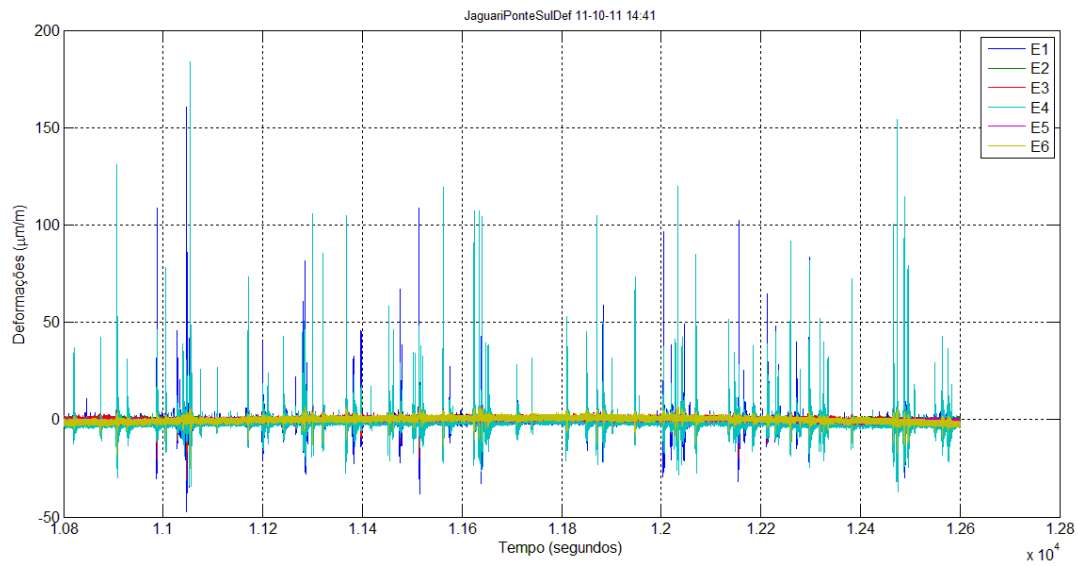


Figura B.16 – Deformação da seção S1 para um ensaio de 30 minutos.

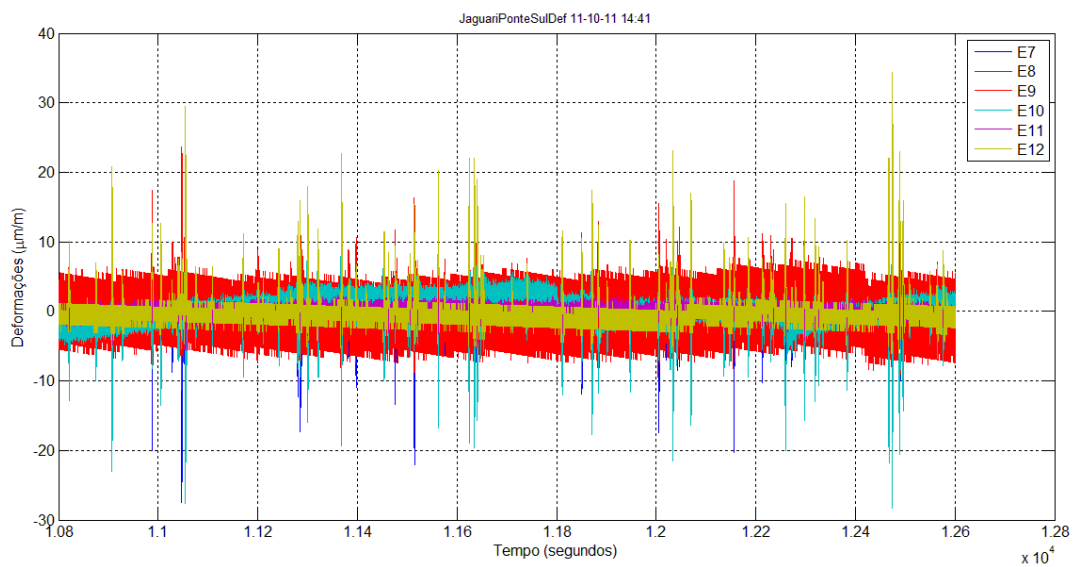


Figura B.17 – Deformação da seção S2 para um ensaio de 30 minutos.

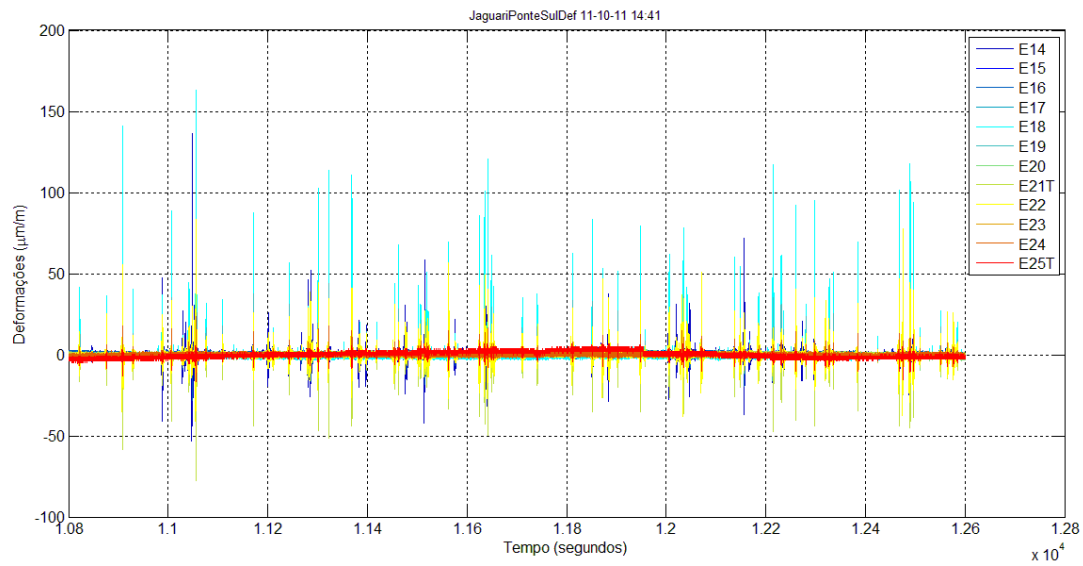


Figura B.18 – Deformação da seção S3 para um ensaio de 30 minutos.

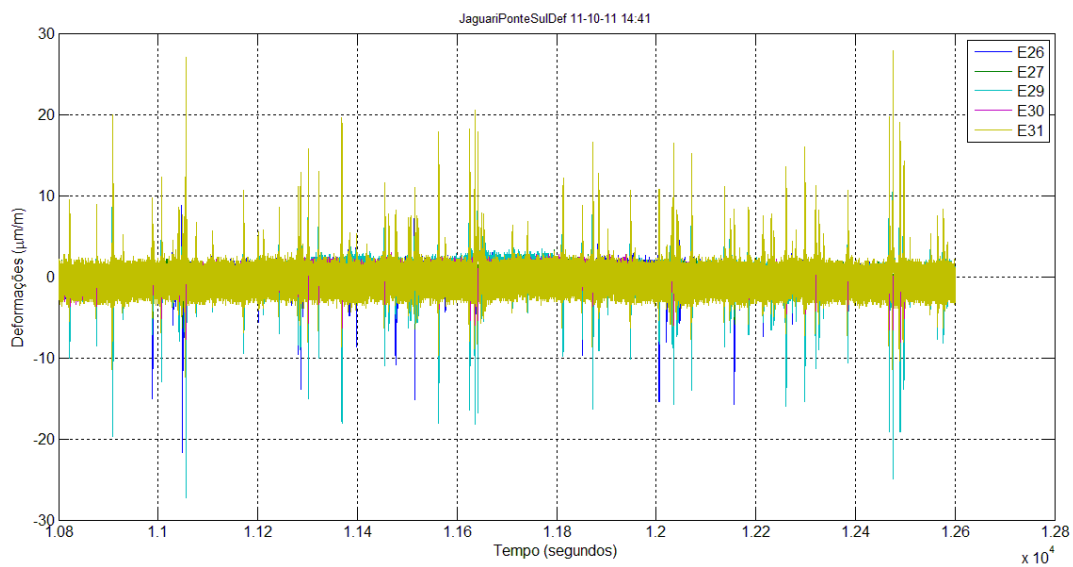


Figura B.19 – Deformação da seção S4 para um ensaio de 30 minutos.

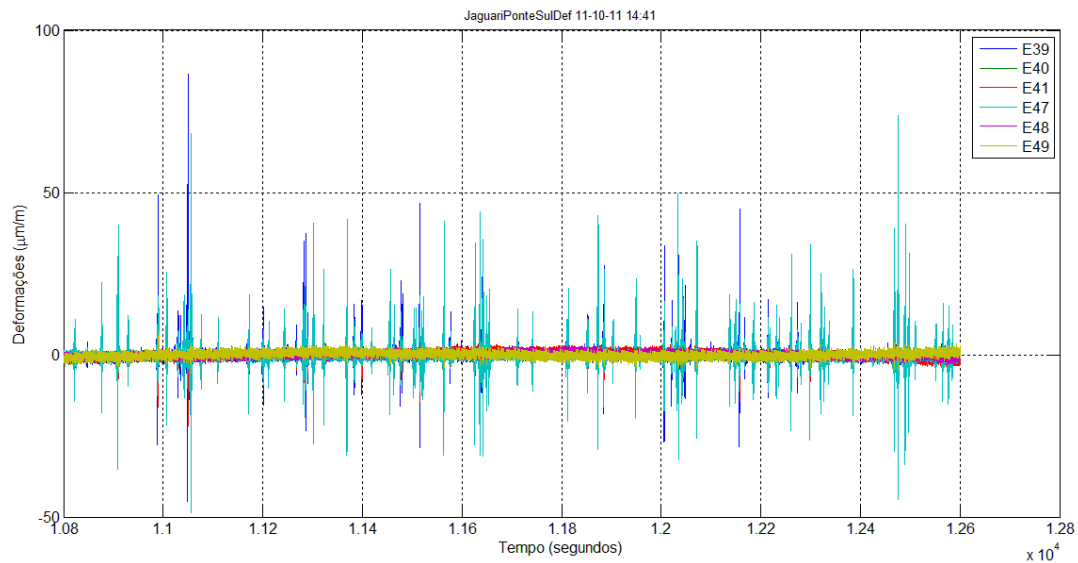


Figura B.20 – Deformação da seção S5 para um ensaio de 30 minutos.

As figuras abaixo mostram os valores máximos de deformação registrados durante o período.

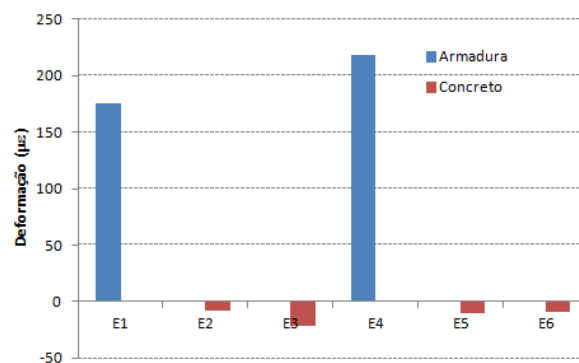


Figura B.21 – Deformações máximas para a seção S1.

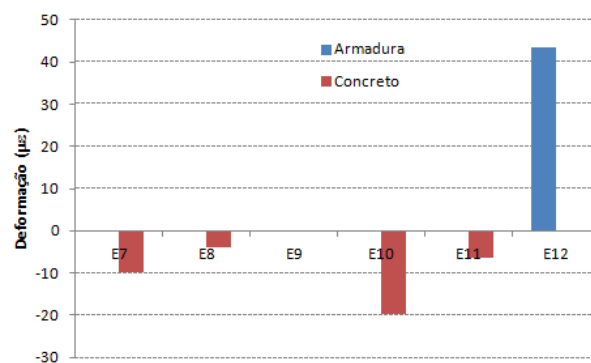


Figura B.22 – Deformações máximas para a seção S2.

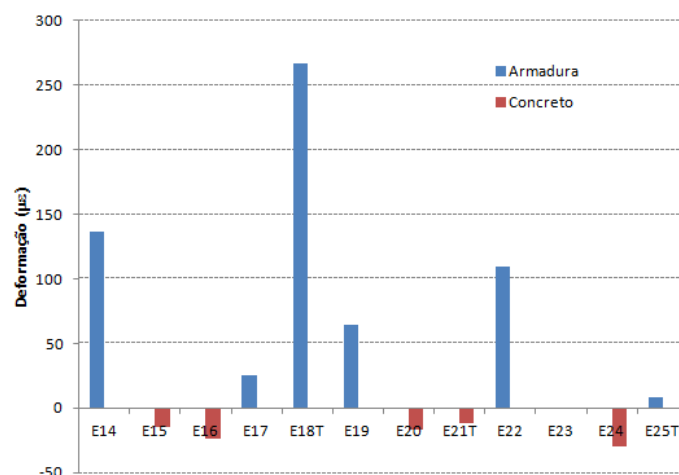


Figura B.23 – Deformações máximas para a seção S3.

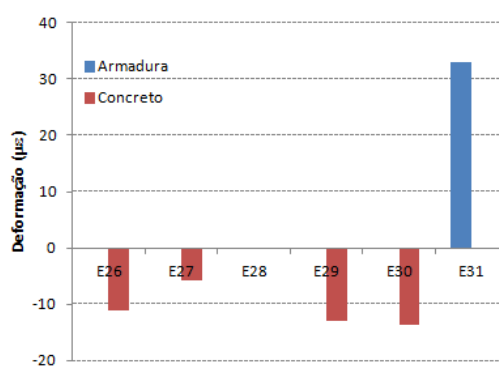


Figura B.24 – Deformações máximas para a seção S4.

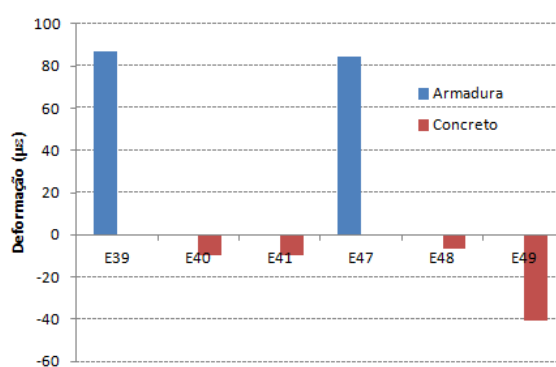


Figura B.25 – Deformações máximas para a seção S5.

As deformações máximas medidas face tracionada das longarinas V1 e V2 na seção S1 (E1 e E4) são iguais a 175,9 $\mu\epsilon$ e 217,8 $\mu\epsilon$, respectivamente. Na seção S3 (E14 e E22), as deformações máximas valem 136,5 $\mu\epsilon$ e 109,74 $\mu\epsilon$ e na seção S5 (E39 e E47), 86,57 $\mu\epsilon$ e 84,34 $\mu\epsilon$,

respectivamente. A diferença entre os valores de deformação máximos nas longarinas situadas nas seções S1 e S3 se deve a curvatura e inclinação da ponte nestes vãos. O vão de 20m, na cabeceira da ponte é reto, registrando neste caso deformações de mesma magnitude para as duas vigas situação da mesma seção transversal (S5).

Ressalta-se que o maior valor de deformação à tração foi verificado na armadura transversal da laje do vão de 26 m, registrando-se um valor igual a 266,28 $\mu\epsilon$. As deformações devido ao momento negativo sobre os pilares medidas nas seções S2 e S4, mostraram valores menores do que as demais, confirmando a hipótese de que os maiores esforços estão localizados no meio dos vãos.

As deformações máximas comprimidas medidas na face superior da laje do tabuleiro (S1, S3 e S5) registraram valores da ordem de 9,32 $\mu\epsilon$ a 24,17 $\mu\epsilon$. Nas seções S2 e S4, regiões de momento negativo, as deformações na região comprimida (face inferior das longarinas) foi de 11,11 $\mu\epsilon$ a 19,72 $\mu\epsilon$.

Os deslocamentos medidos no mesmo intervalo de tempo estão apresentados na Figura B.26.

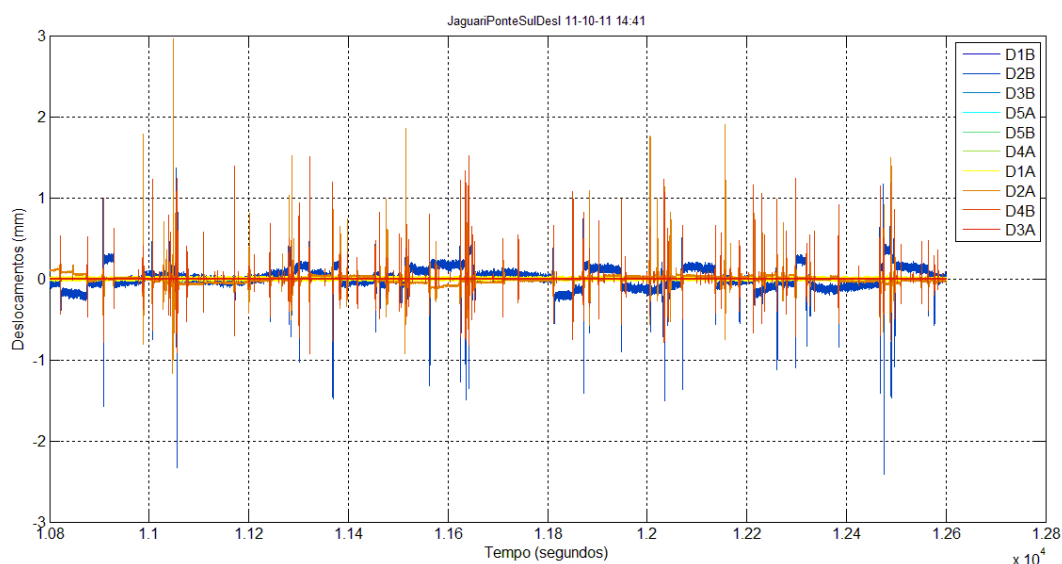


Figura B.26 – Deslocamentos medidos durante um ensaio de 30 minutos.

O deslocamento vertical de meio de vão foi medido com utilização de uma técnica que simula uma referência fixa através de um sistema de mola tensionada. Foram instalados os transdutores D1A e

D1B no meio do vão de 30 m e os transdutores D2A e D2B no vão de 26 m. Porém, devido a movimentação causada pela água do Rio os transdutores do vão de 30 m, D1A e D1B, não efetuaram leituras. Para o vão de 26 m, os deslocamentos verticais máximos registrados sob as longarinas V1 e V2 foram de 3,0420 mm e 3,1481 mm, respectivamente. Estes valores, quando adicionados ao deslocamento oriundo da carga permanente somam 5,8032 mm e 5,9111 mm, respectivamente. Diante do limite de 43,3 mm ($L/600$, onde L é o vão teórico), calculado a partir das recomendações da NBR 6118, para efeitos estruturais em serviço e elementos que devem permanecer planos, a flecha vertical na ponte atende à verificação. É importante salientar que, como os deslocamentos devido à carga móvel foram diretamente obtidos no monitoramento “in loco”, os quais já agregam os efeitos das ações móveis secundárias, tais como frenagem e/ou aceleração e vento.

A abertura de fissura foi monitorada nas longarinas em um ponto próximo ao pilar P3B (D3B) e no meio do vão de 26 m V1 (D4A). Na laje entre os pilares P4 e PE, na direção de uma fissura transversal, foram monitorados a variação dos deslocamentos horizontal (D4B) e vertical (D3A).

Quanto às aberturas de fissuras, verificam-se valores médios em torno de 0,1804 mm para a fissura de meio de vão e 0,0520 mm para a fissura próxima do pilar P3B. A variação máxima registrada na abertura da junta horizontal foi de 1,6955 mm, enquanto que o deslocamento vertical relativo desta junta foi de 0,0278 mm. De acordo com a NBR 6118 em vigor (seção 13.4), a máxima abertura de fissuras permitida, w_k , para que não haja importância significativa na corrosão das armaduras passivas, não deve exceder valores entre 0,2 mm a 0,4 mm (valores limites que englobam as quatro classes de agressividades existentes na norma para avaliação do Estado limite de abertura de fissura – ELS-W). Portanto, no panorama geral do quadro de fissuração existente nas longarinas, pode-se concluir que tais elementos atendem à verificação. Em relação à fissura da laje, verifica-se que sua abertura é muito superior ao máximo permitido para norma.

B.5.2. Monitoramento do tráfego controlado

As medições sob carga controlada foram executadas de acordo com a descrição no item B.4. Os itens a seguir mostram os resultados obtidos.

B.5.2.1. Deformações e deslocamentos para o ensaio 1

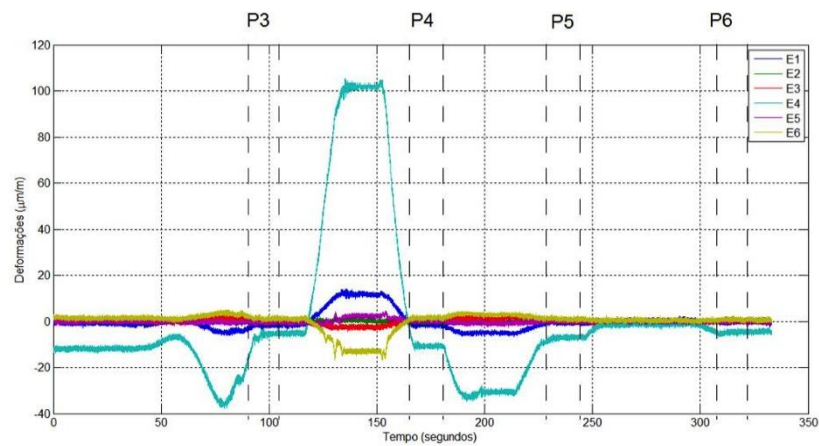


Figura B.27 – Deformações para a seção S1.

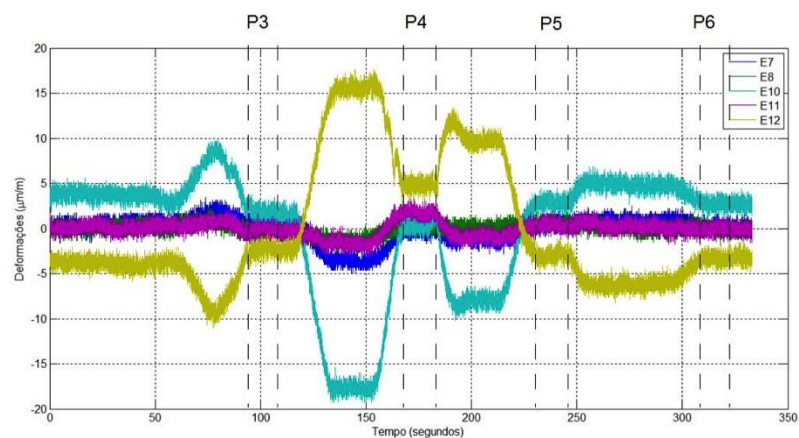


Figura B.28 – Deformações para a seção S2.

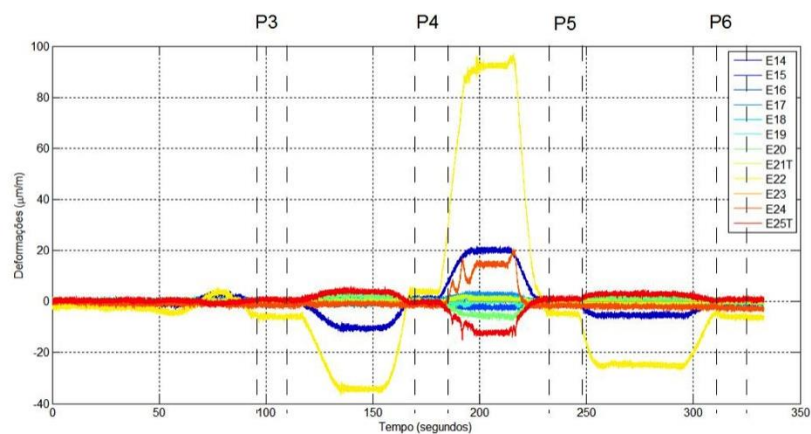


Figura B.29 – Deformações para a seção S3.

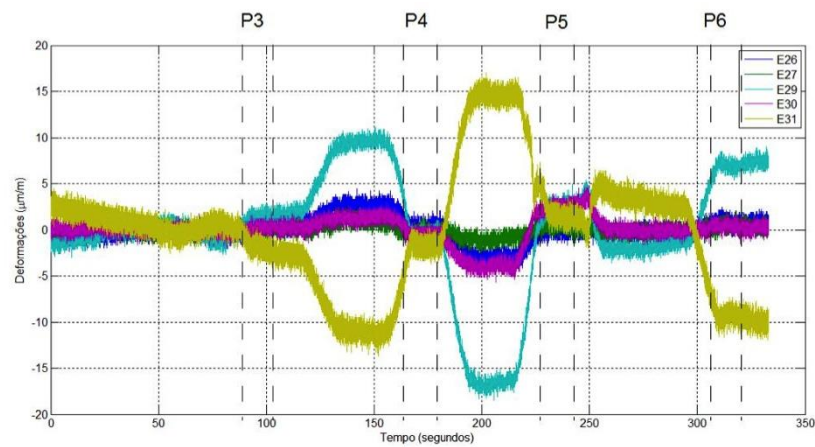


Figura B.30 – Deformações para a seção S4.

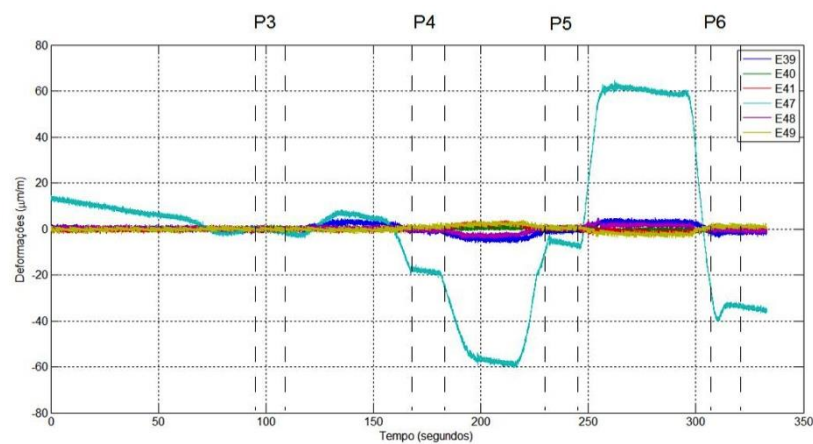


Figura B.31 – Deformações para a seção S5.

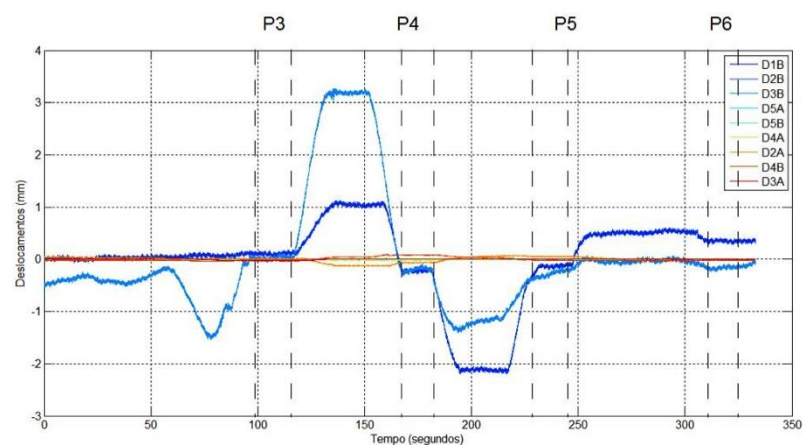


Figura B.32 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova na faixa 2.

B.5.2.2. Deformações e deslocamentos para o ensaio 2

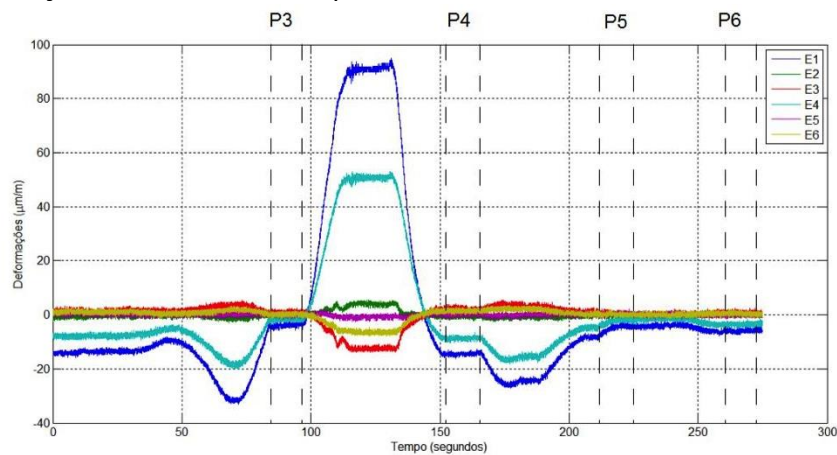


Figura B.33 – Deformações para a seção S1.

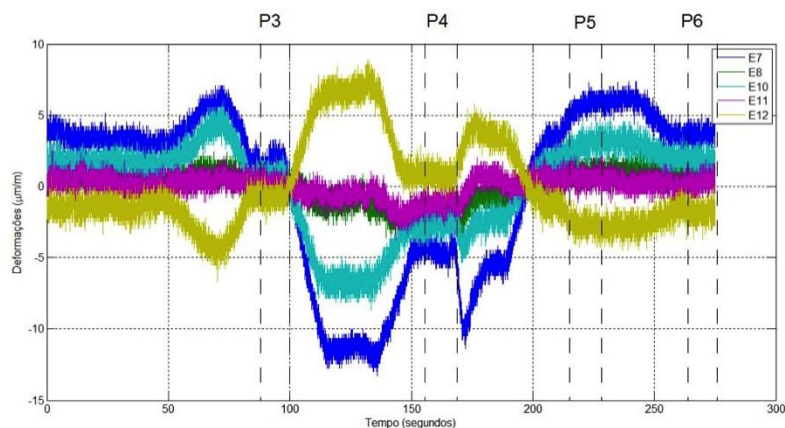


Figura B.34 – Deformações para a seção S2.

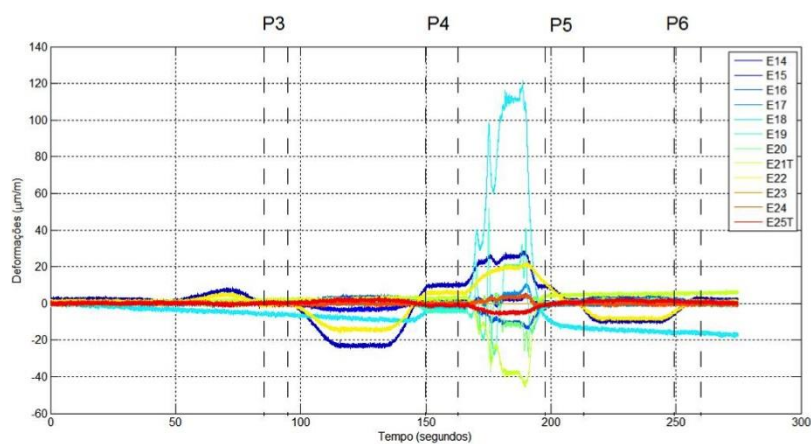


Figura B.35 – Deformações para a seção S3.

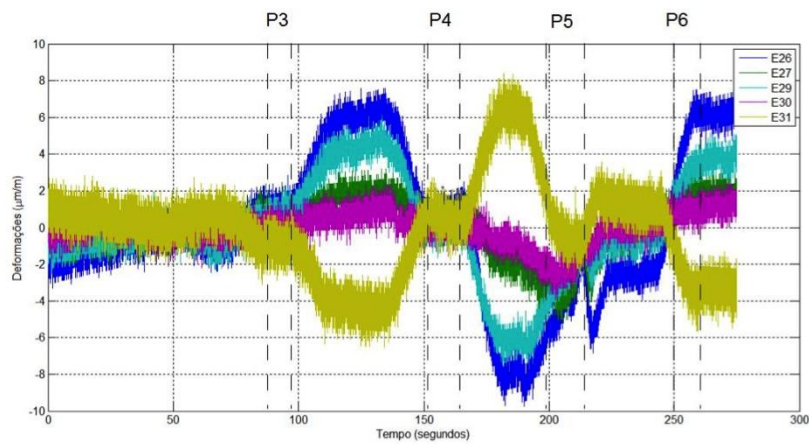


Figura B.36 – Deformações para a seção S4.

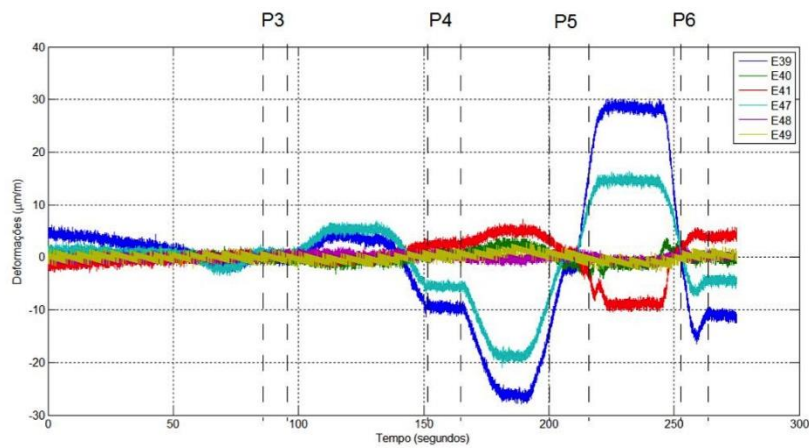


Figura B.37 – Deformações para a seção S5.

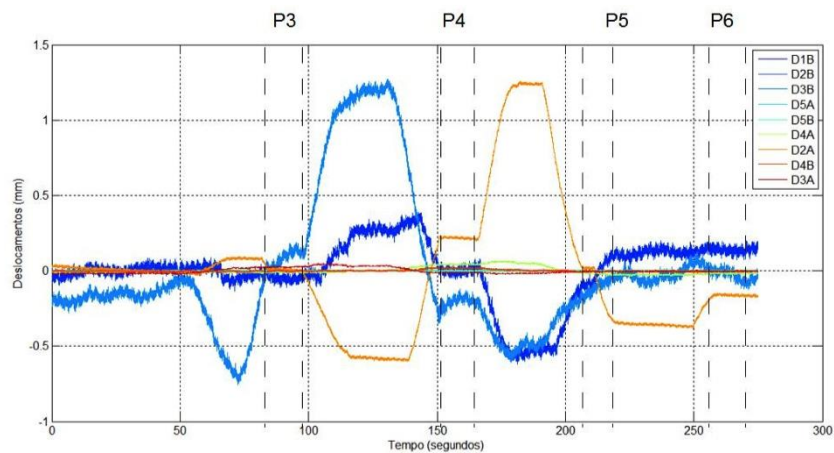


Figura B.38 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova sobre o eixo longitudinal da via.

B.5.2.3. Deformações para o ensaio 3

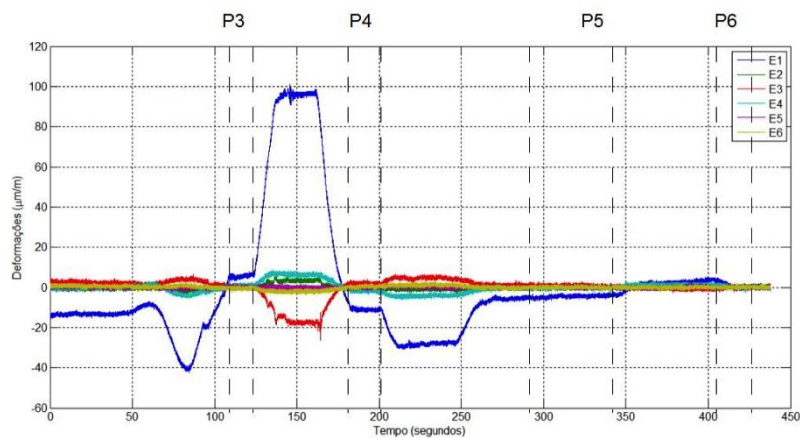


Figura B.39 – Deformações para a seção S1.

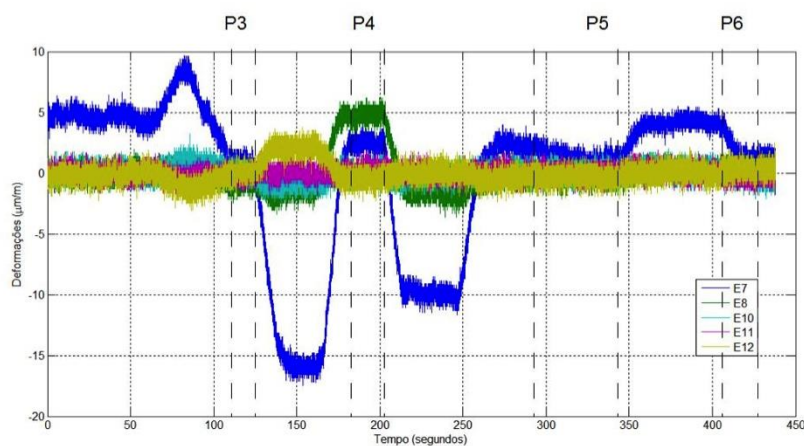


Figura B.40 – Deformações para a seção S2.

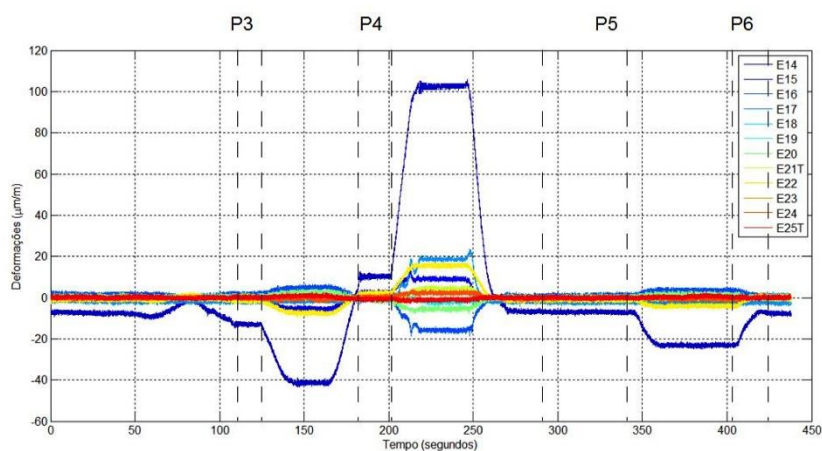


Figura B.41 – Deformações para a seção S3.

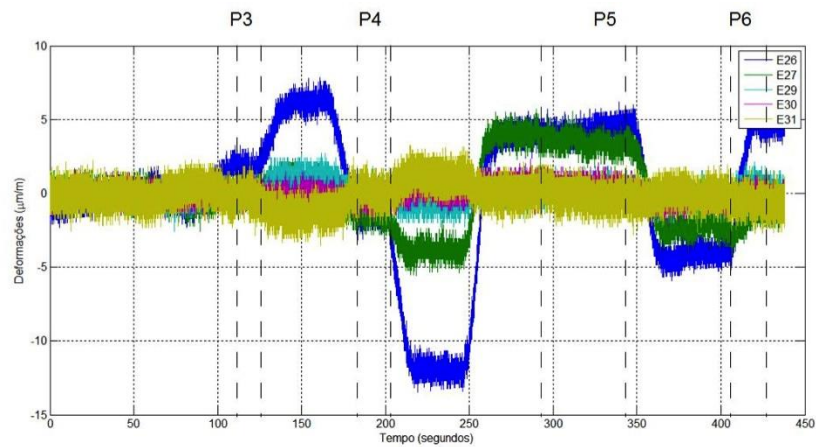


Figura B.42 – Deformações para a seção S4.

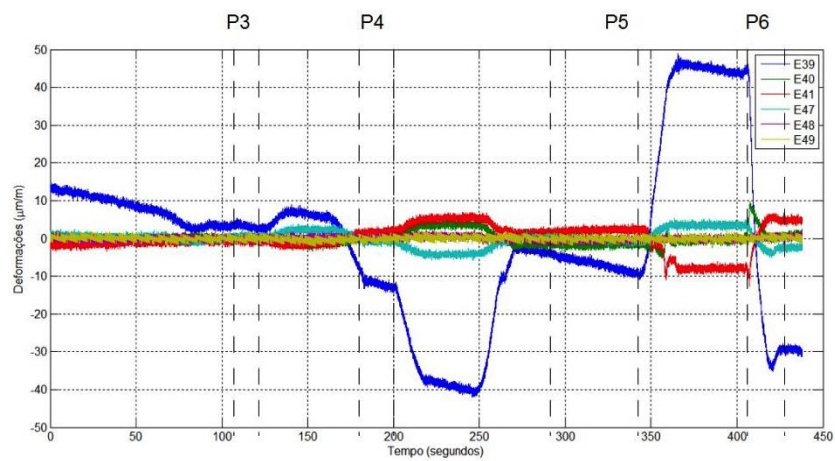


Figura B.43 – Deformações para a seção S5.

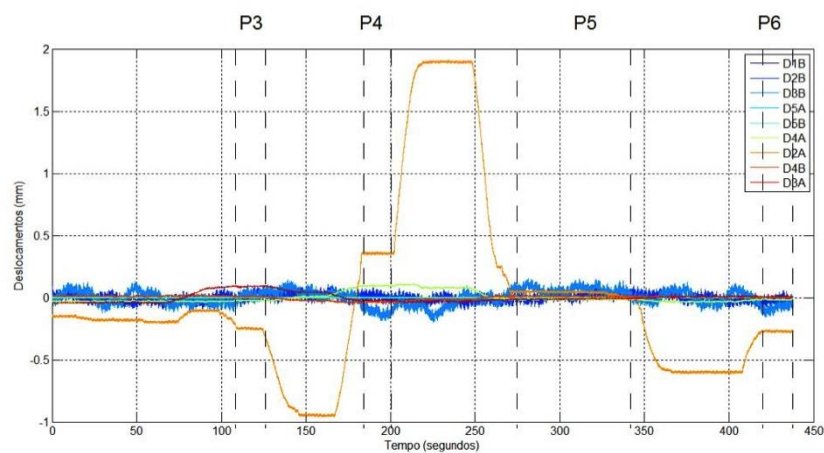


Figura B.44 – Deslocamentos para a passagem do veículo de prova na faixa 1.

B.6. ANÁLISE ESPECTRAL

Para avaliar o conteúdo espectral dos registros temporais obtidos nos ensaios dinâmicos foram selecionados os intervalos de tempo em cada registro após a saída do veículo de prova da estrutura da ponte. É nesse momento que a ponte vibra livremente, sem influência da massa e inércia do veículo. As frequências mais excitadas nestes intervalos têm maiores probabilidades de corresponder a uma real frequência natural da estrutura.

As Figuras B.1 a B.4 mostram as séries temporais de acelerações para os ensaios com velocidades de 20 km/h, 40 km/h, 60 km/h e 90 km/h.

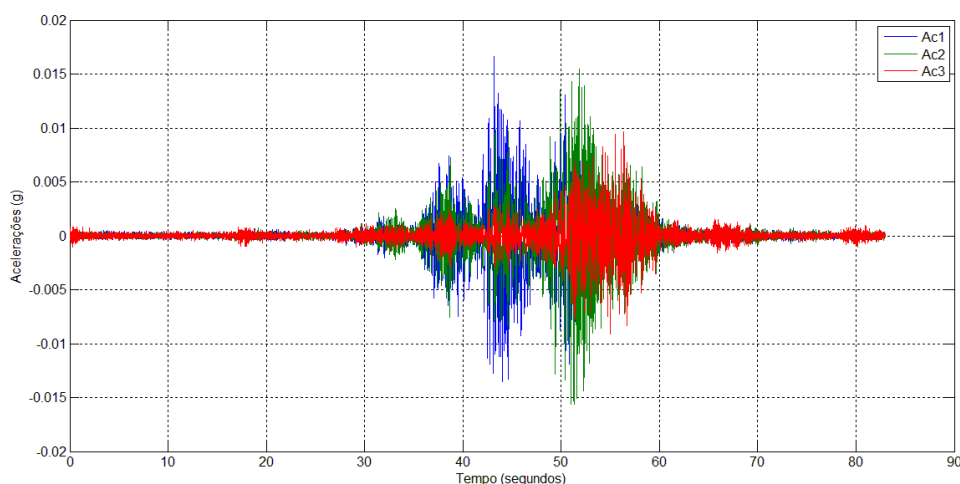


Figura B.45 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 20 km/h.

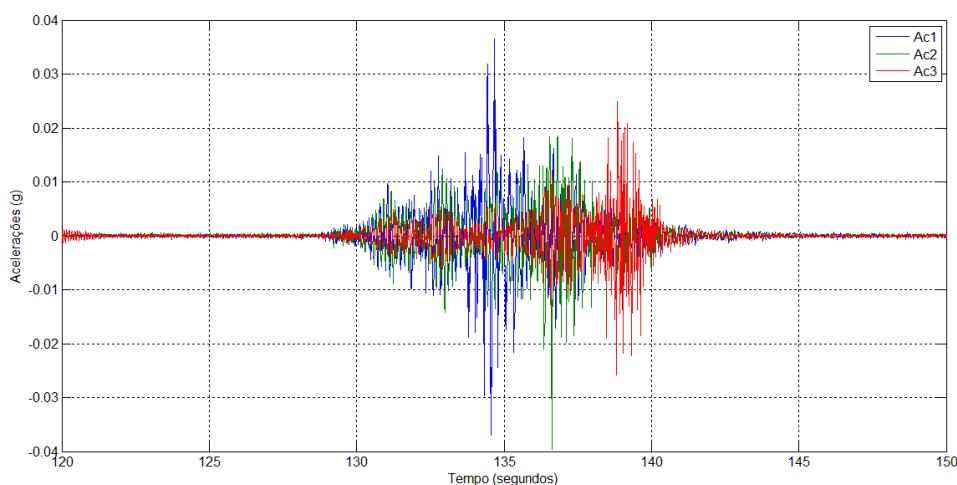


Figura B.46 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 40 km/h.

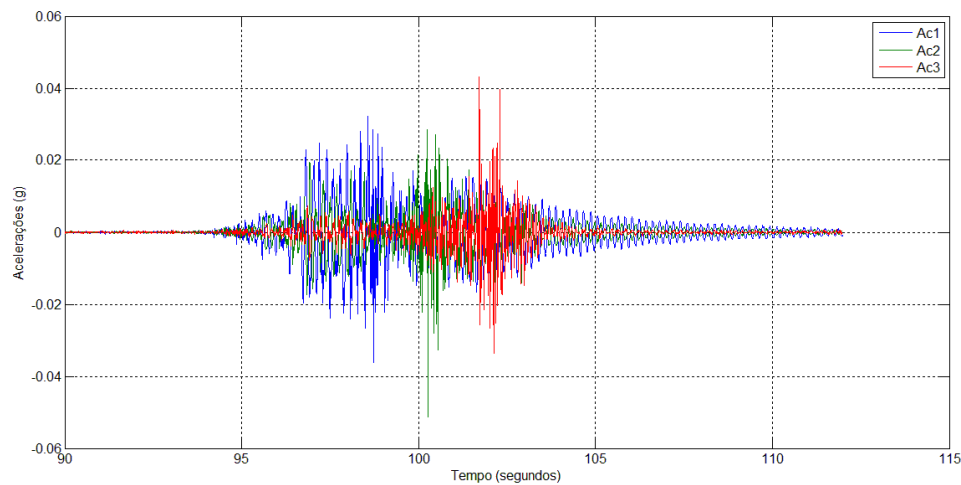


Figura B.47 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 60 km/h.

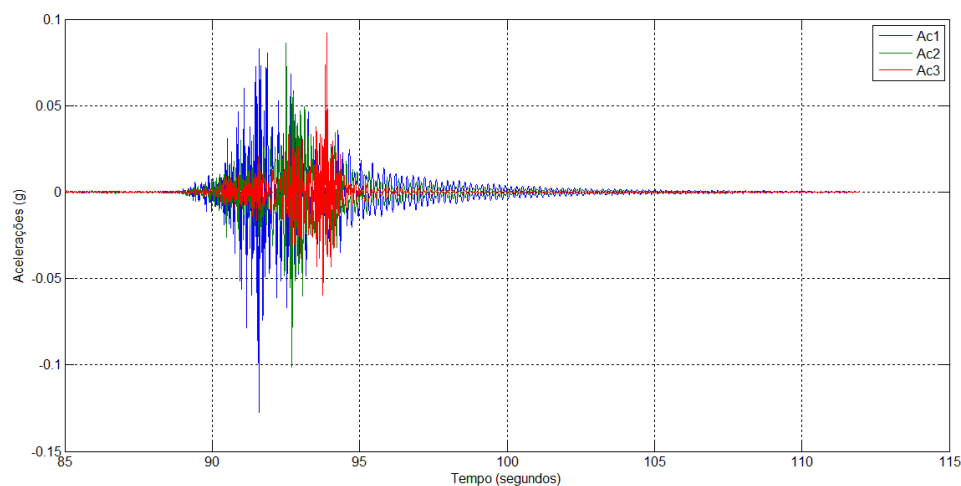


Figura B.48 – Acelerações devido a passagem do veículo de prova a 90 km/h.

Ressalta-se que a análise foi realizada na tentativa de estimar frequências naturais, especialmente as primeiras associadas a modos verticais de flexão da estrutura, pela seleção dos picos das funções de densidade espectral (possíveis picos de ressonância), obtidas a partir do monitoramento.

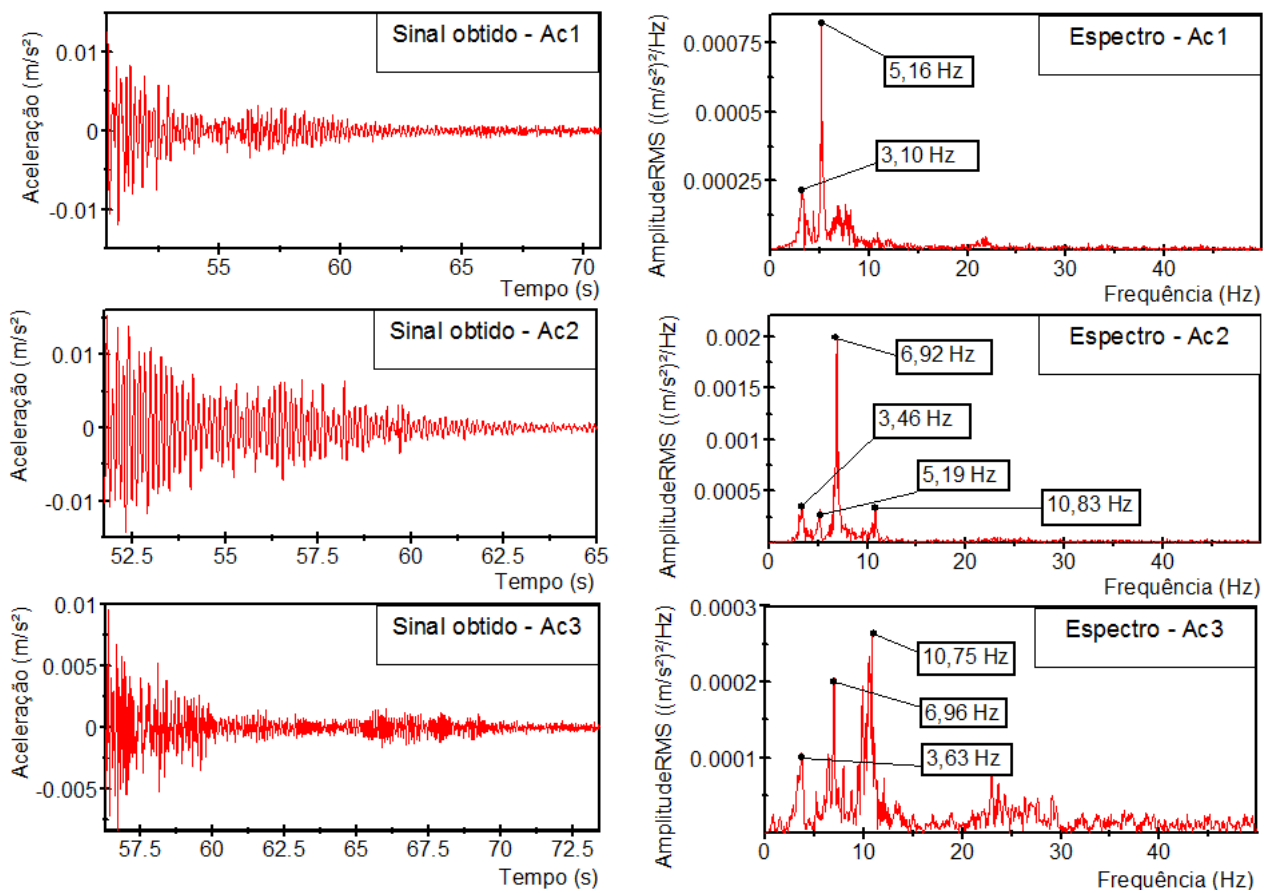


Figura B.49 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 20 km/h.

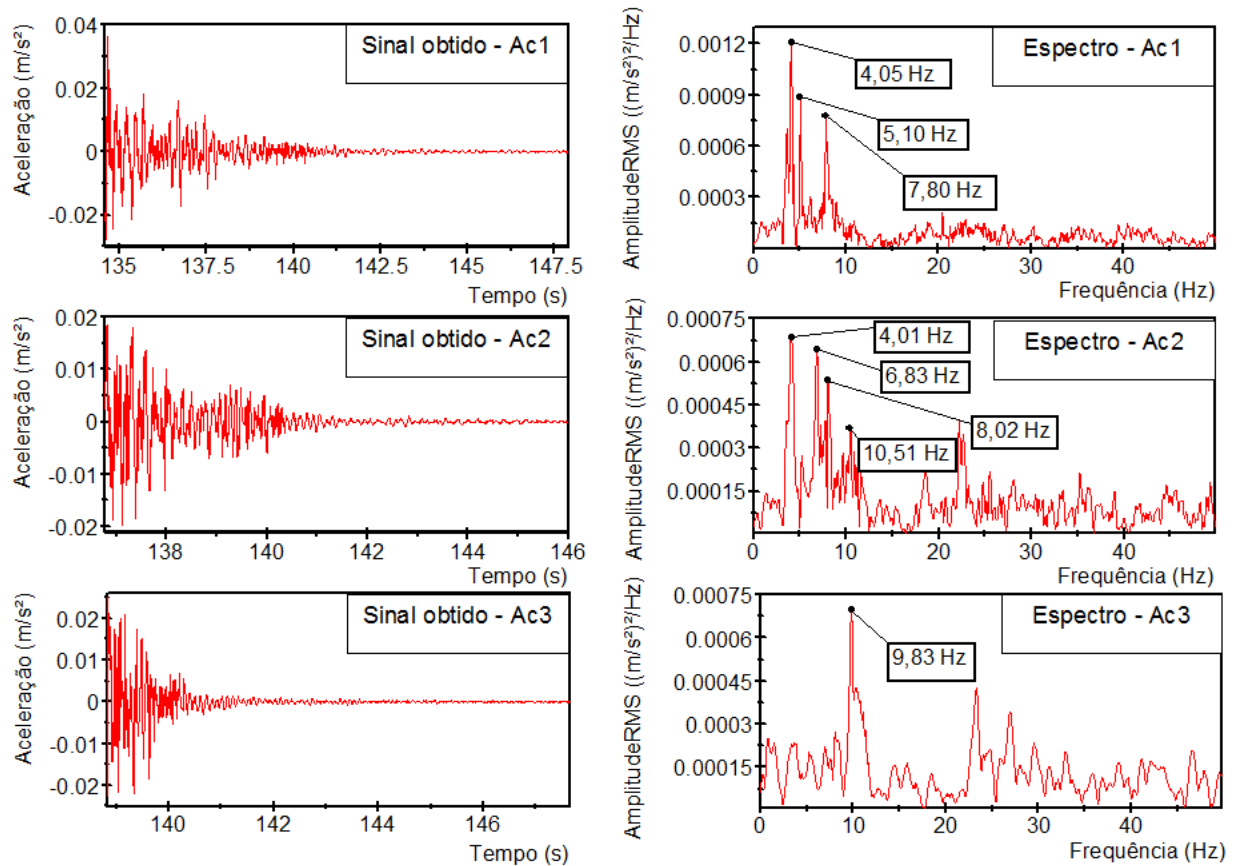


Figura B.50 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 40 km/h.

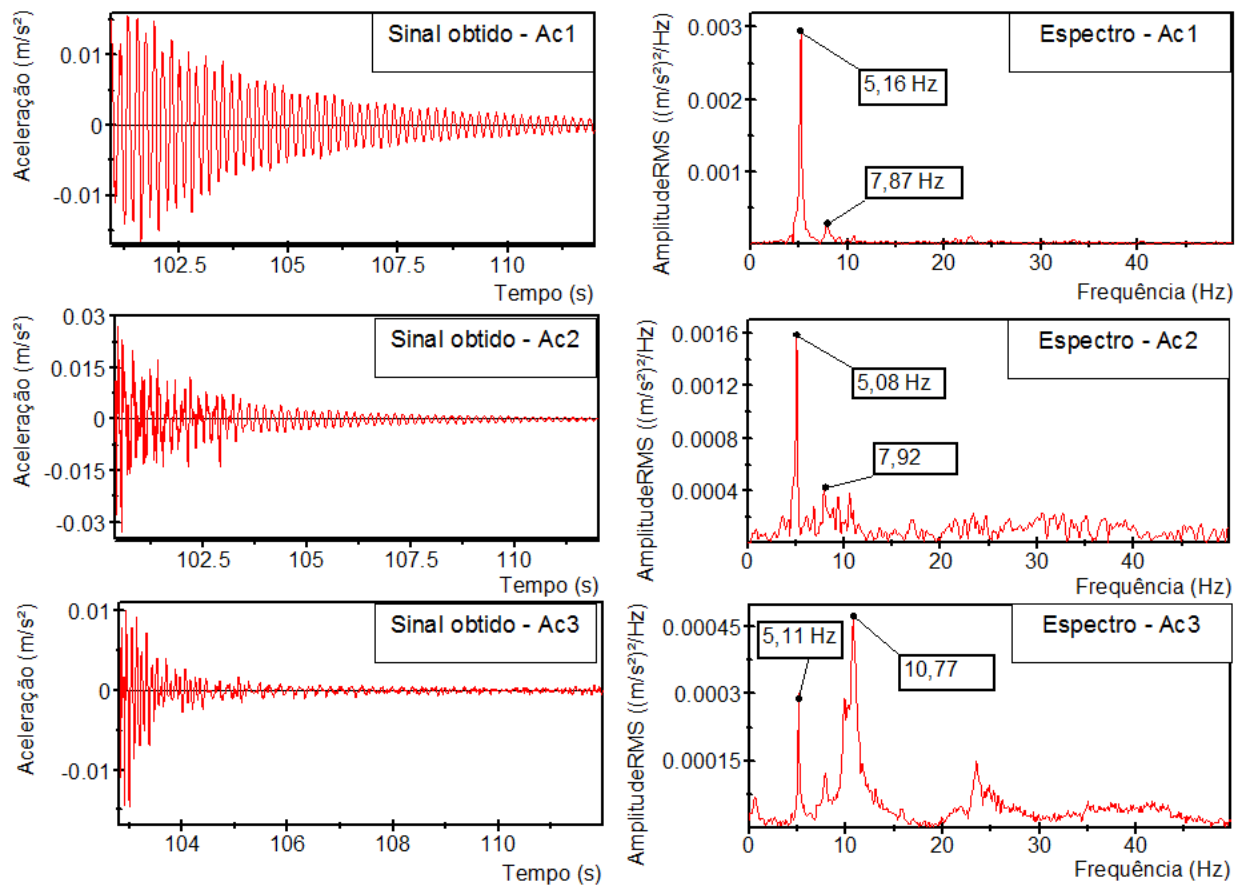


Figura B.51 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 60 km/h.

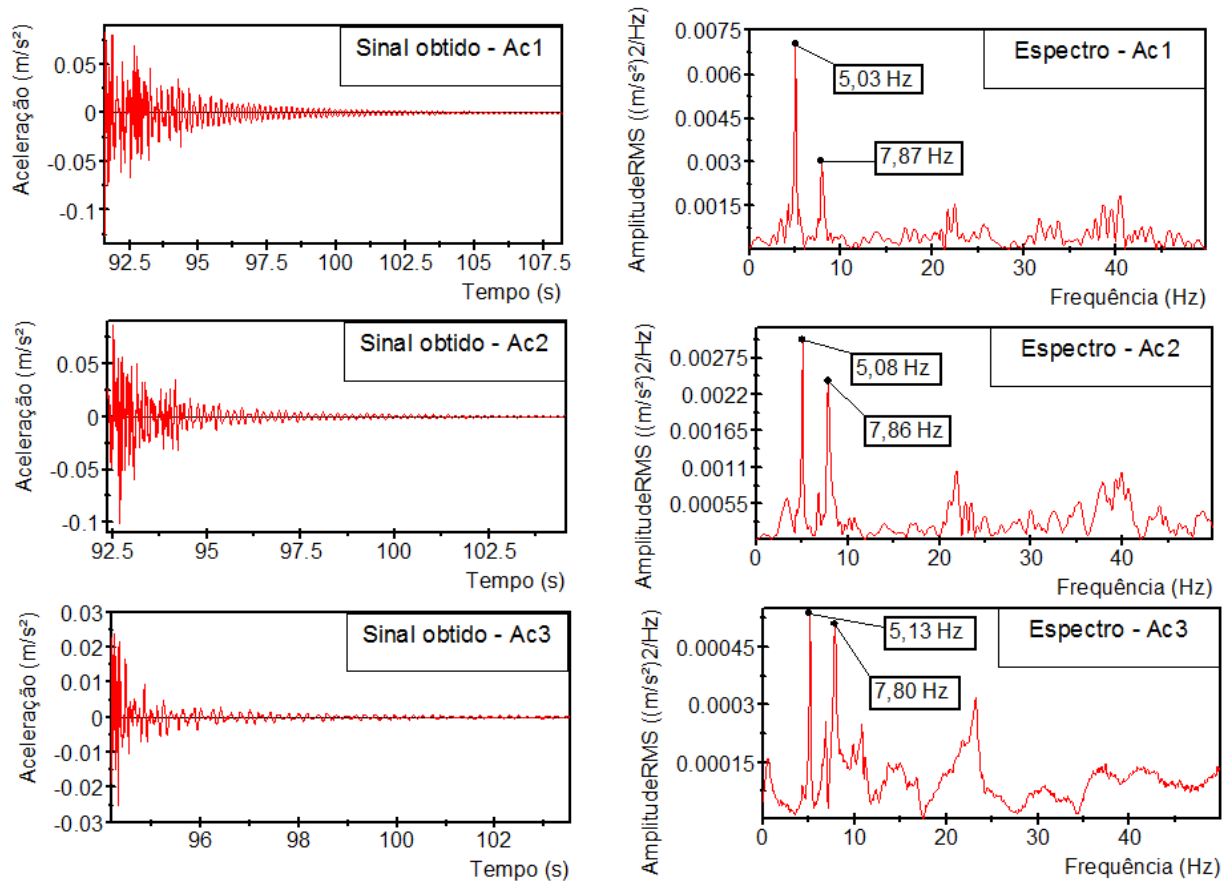


Figura B.52 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o veículo de prova trafegando a 90 km/h.

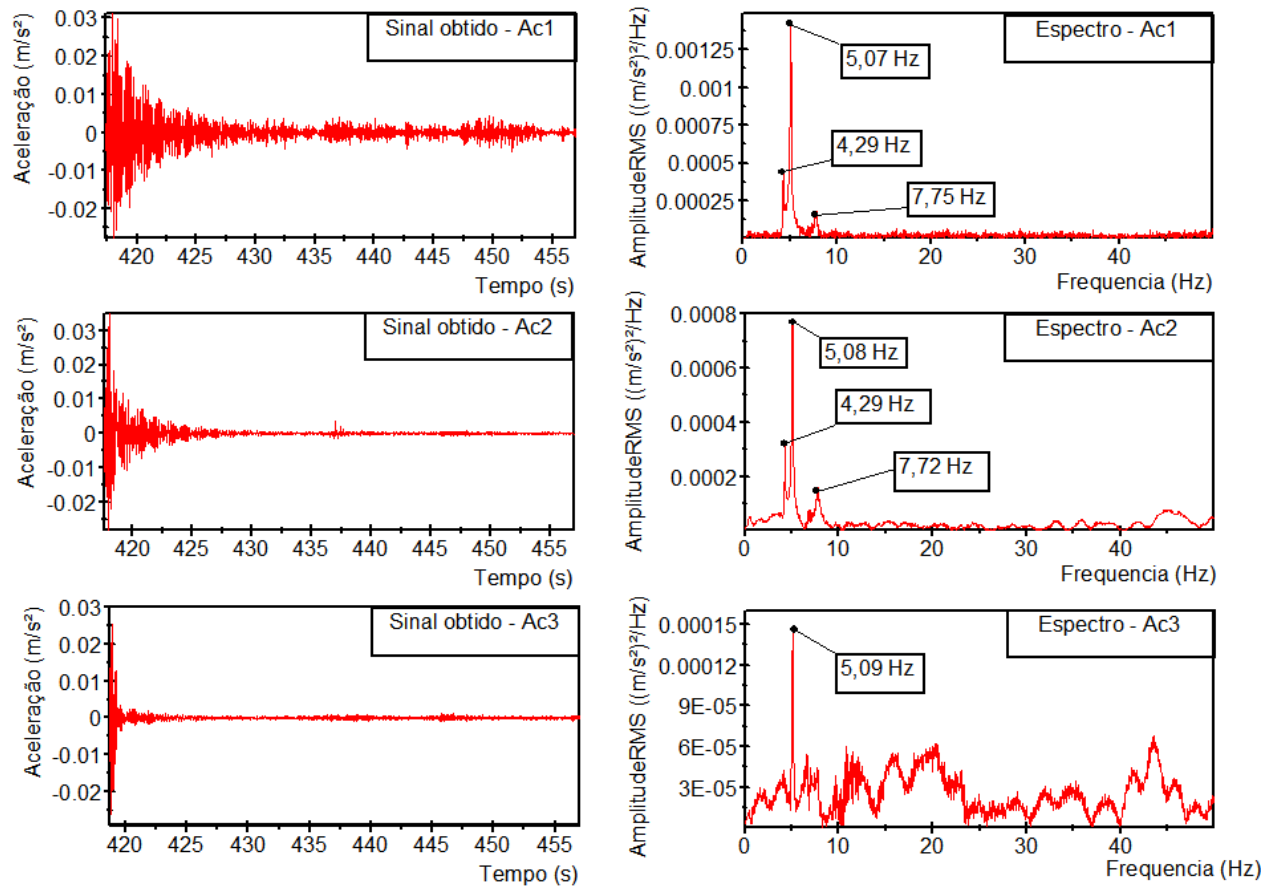


Figura B.53 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 1º dia de ensaio-

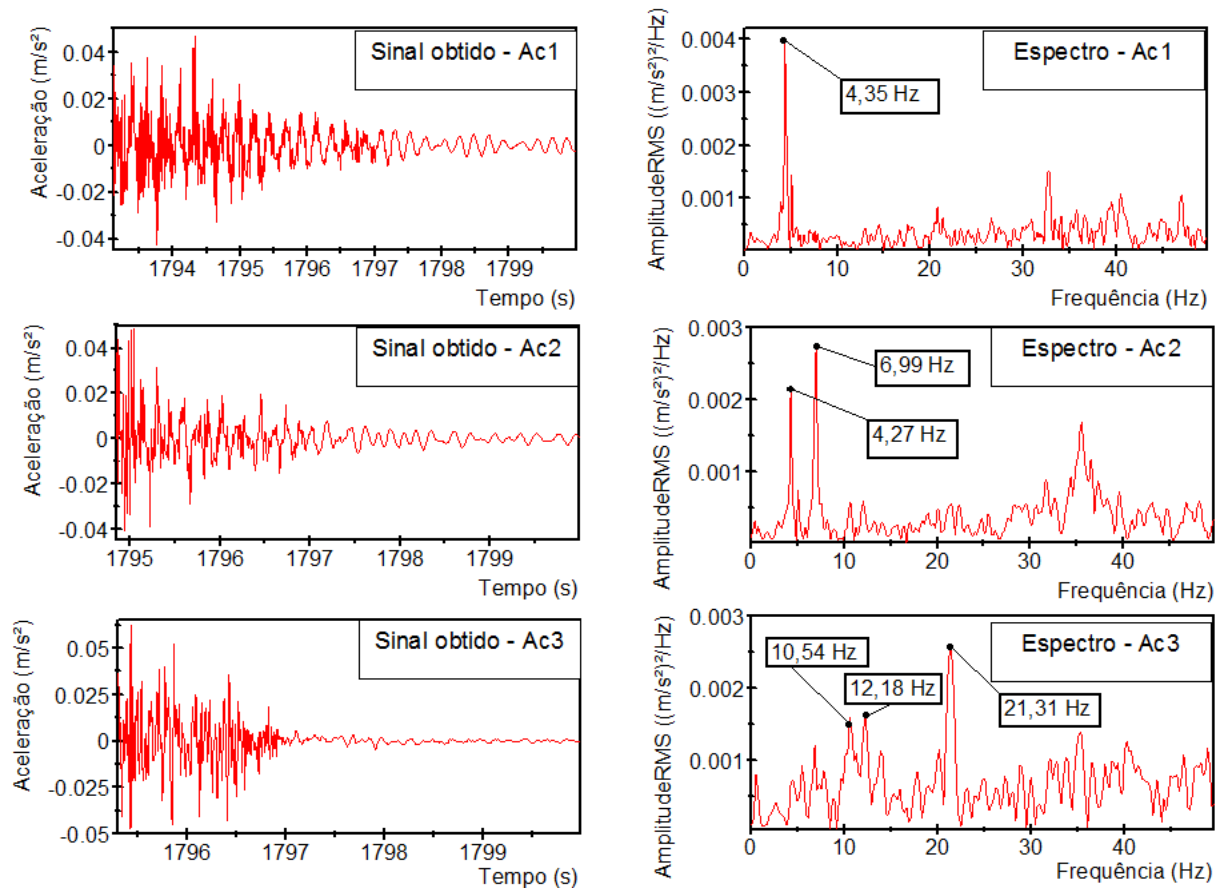


Figura B.54 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 2º dia de ensaio.

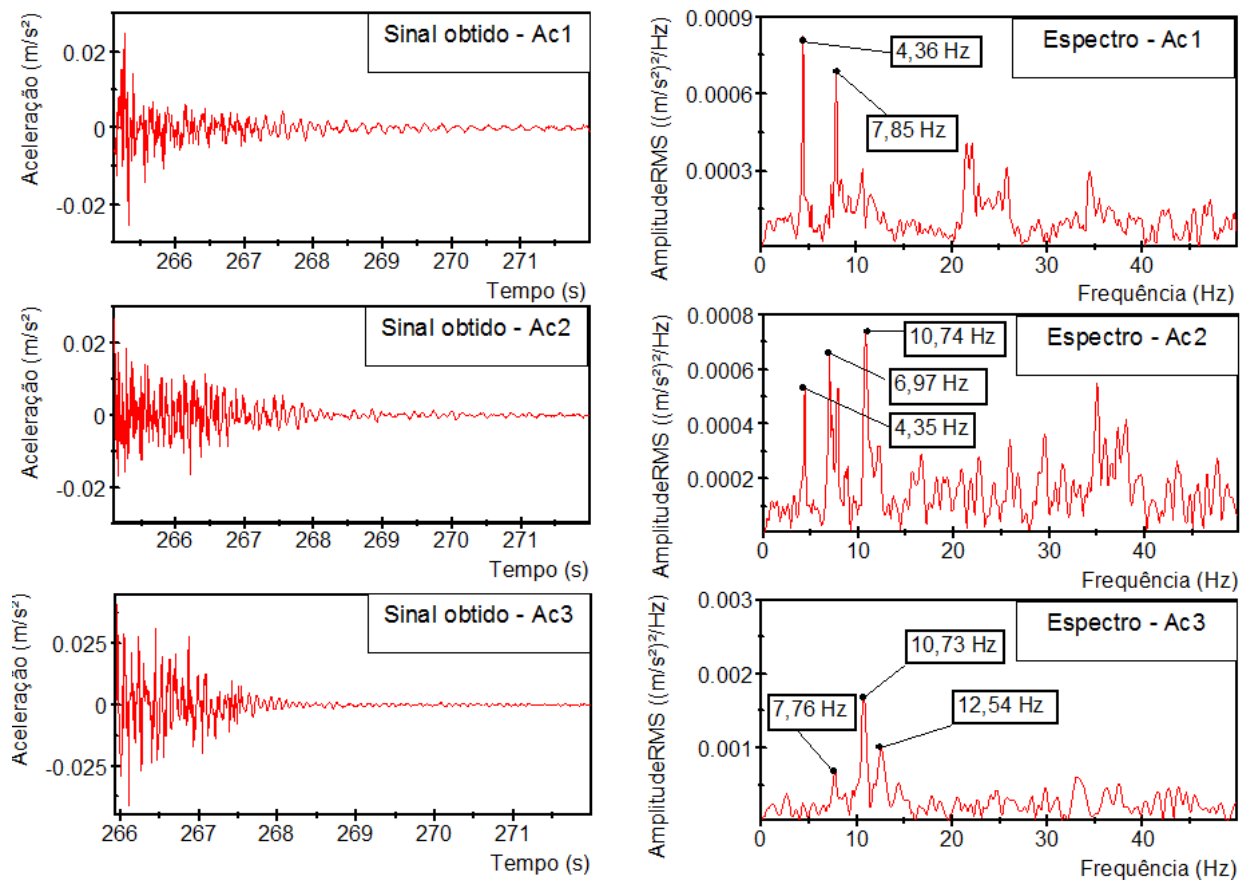


Figura B.55 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 3º dia de ensaio.

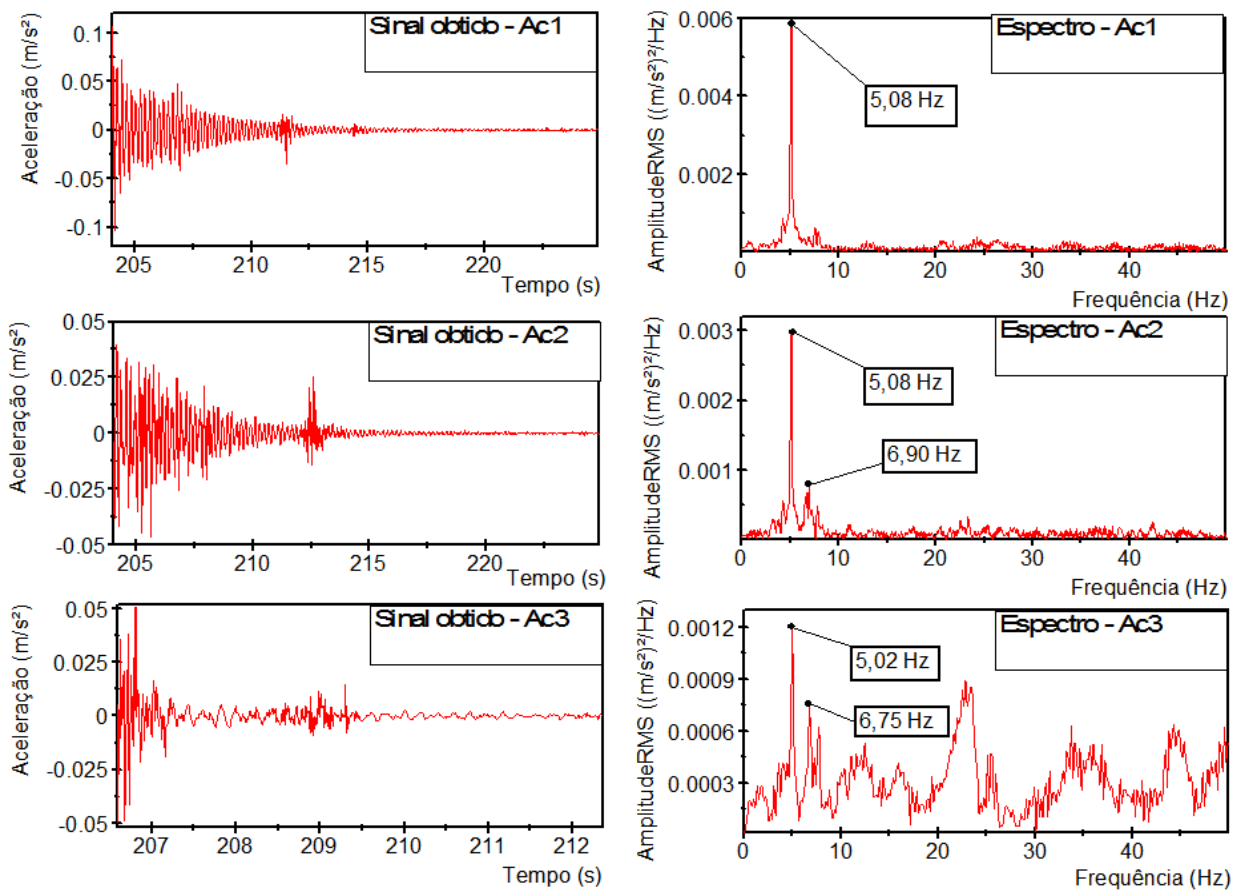


Figura B.56 – Espectros RMS de aceleração (frequência) na direção vertical para o monitoramento do tráfego normal – 4º dia de ensaio.

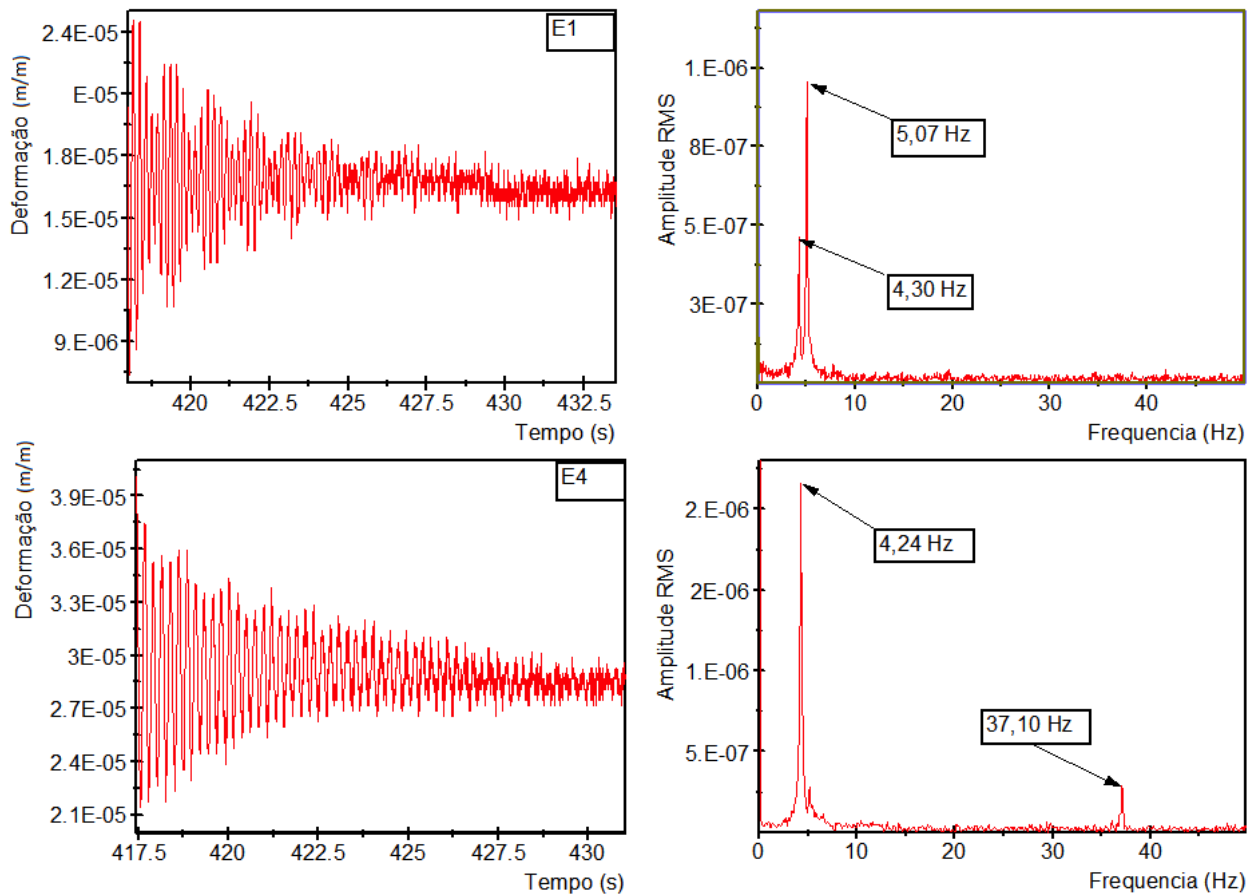


Figura B.57 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S1, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.

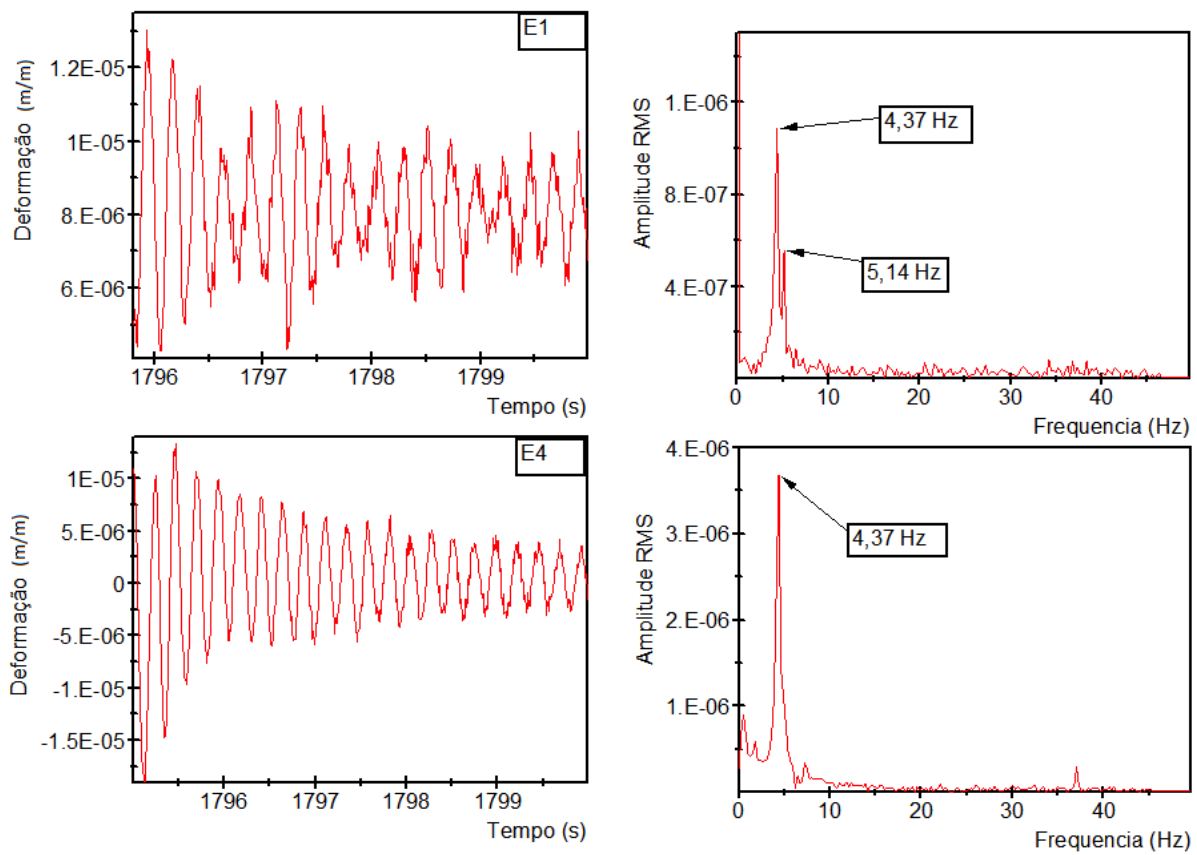


Figura B.58 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S1, para o monitoramento do tráfego normal no 2º dia de ensaio.

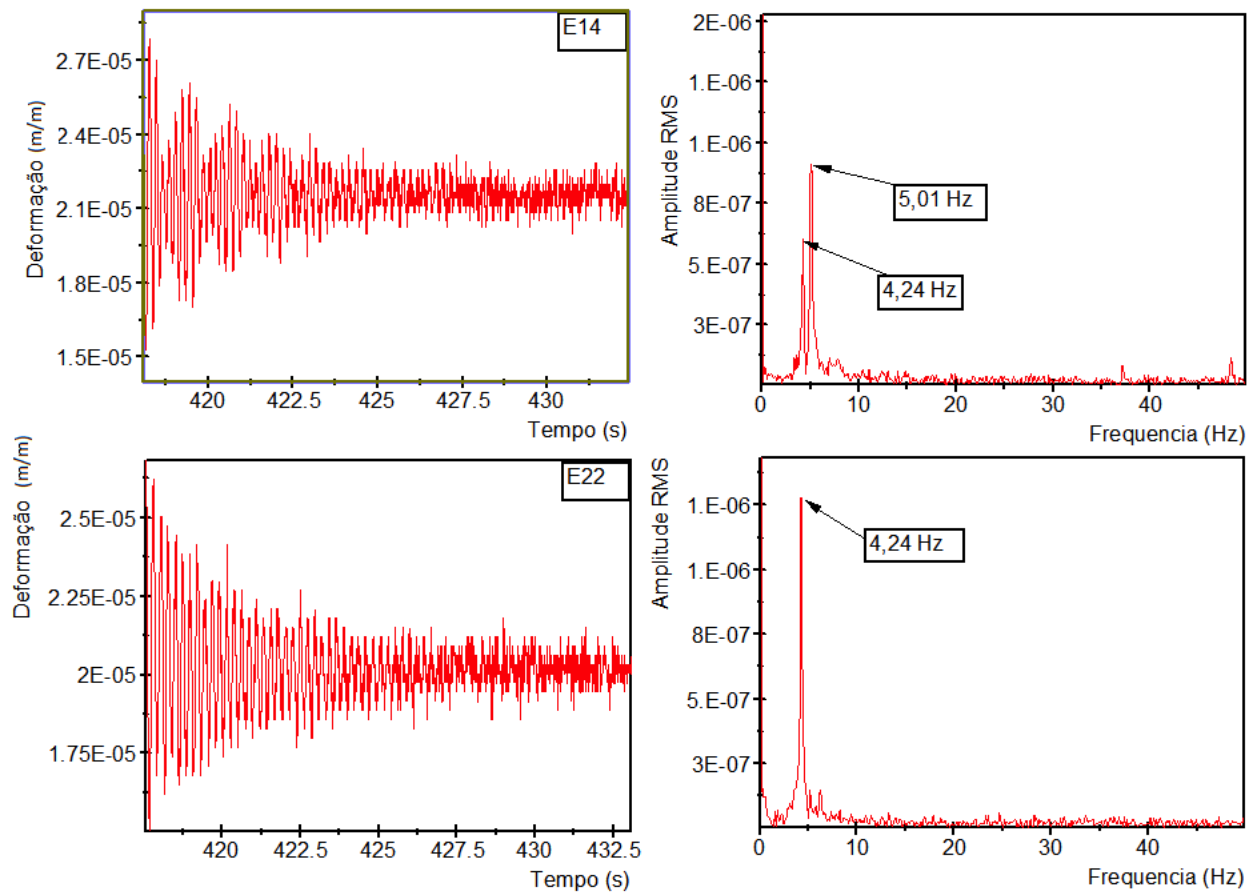


Figura B.59 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S3, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.

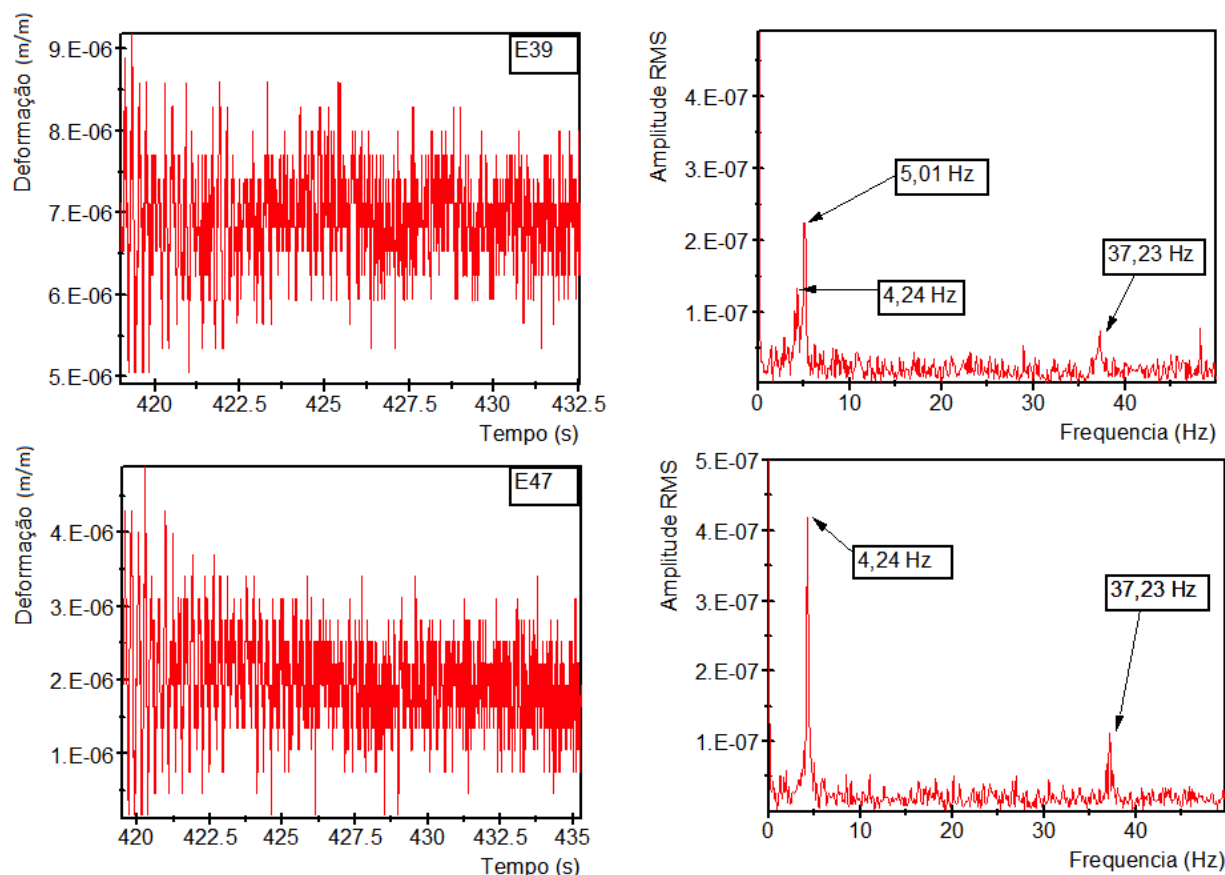


Figura B.60 – Espectros RMS de deformação (frequência) na armadura longitudinal (face tracionada), seção S5, para o monitoramento do tráfego normal no 1º dia de ensaio.

Analisando os espectros das figuras B.49 a B.53, verifica-se a manifestação nítida de alguns picos de frequências que predominam em relação às demais, em todas as velocidades de ensaio. A primeira frequência oscilou entre 4,05 Hz e 5,16 Hz para o acelerômetro Ac1, entre 4,01 Hz e 6,92 Hz para o acelerômetro Ac2 e entre 5,13 Hz e 10,77 Hz para o acelerômetro Ac3. De maneira similar, no monitoramento do tráfego normal, as primeiras frequências ocorrem em 4,35 Hz a 5,08 Hz para o acelerômetro Ac1, entre 5,08 Hz e 10,74 Hz para o acelerômetro Ac2 e entre 5,01 Hz e 21,31 Hz para o Ac3. Essas frequências possivelmente representam as primeiras frequências de flexão simétrica de cada vão no plano vertical longitudinal da ponte.

Adicionalmente, foram analisados os espectros a partir da deformação medida na armadura longitudinal da face tracionada nos meio dos vãos de 30 m, 26 m e 20 m através das seções S1, S3 e S5, respectivamente. As primeiras frequências encontradas nesta análise oscilaram entre 4,24 Hz e 5,14 Hz para as três seções analisadas.

B.7. AVALIAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FADIGA COM BASE NOS DADOS DE MONITORAMENTO DE CURTA DURAÇÃO

Fadiga é um fenômeno extremamente reconhecido em estruturas de aço e pode ser detectado facilmente durante as atividades de inspeção e manutenção da estrutura. Em anos recentes, observou-se que o fenômeno da fadiga também pode ocorrer em estruturas de concreto armado e protendido. As fissuras de fadiga no concreto não possuem uma topografia identificável como no aço. Por essa razão é muito difícil reconhecer um processo de fadiga em estrutura de concreto.

No entanto, existem indicativos da presença deste fenômeno, os quais merecem atenção especial durante a inspeção das estruturas, em particular a observação do panorama de fissuração e aumento nas deflexões é muito importante. É claro que a fadiga não pode ser considerada como a causa única de deterioração de uma estrutura de concreto. É evidente, no entanto, que quando a fadiga está associada com algum processo de deterioração, o processo de evolução do dano é acentuado. Processos de deterioração tais como deflexões repetidas (as quais induzem o aparecimento de tensões secundárias); cargas de impacto e outras forças solicitantes nos apoios das pontes, pavimentos e juntas; vibrações; tensões de serviço maiores do que as tensões últimas; corrosão e carbonatação devem ser monitorados pois podem acentuar o dano por fadiga e culminar em falha.

Considerando que o concreto armado é um material compósito, uma estrutura executada com este material pode exibir uma falha por fadiga de diversas maneiras. A falha é certamente consequência de muitos fatores e o modo de falha pode apresentar diferentes características. Falhas localizadas podem ocorrer no concreto, na armadura e na ligação entre os dois materiais (OLSSON; PETTERSSON, 2010).

No concreto, a fadiga se inicia numa escala microscópica e está associada ao aumento na abertura das fissuras e à redução da rigidez. GLUCKLICH (1965) apud MALLET (1991), em seu estudo sobre o efeito da microfissuração por fadiga no concreto em vigas de argamassa submetidas à flexão, observou que o mecanismo de fadiga se inicia na ruptura da ligação entre a matriz de cimento e o agregado: a fissura se propaga pela argamassa até encontrar um agregado, o qual funciona como um obstáculo a sua propagação. Quando a energia de deformação liberada ultrapassa as forças de coesão remanescentes ocorre a ruptura completa do concreto.

Diferentemente do concreto, as barras de aço exibem um limite de resistência à fadiga, o que significa que abaixo deste limite o carregamento pode ser repetido infinitas vezes sem provocar danos por fadiga. Isto é possível apenas em materiais que apresentam um comportamento plástico.

Conforme o documento do ACI 215R-2 (ACI, 1997), a resistência das barras de aço à fadiga é afetada principalmente pelo diâmetro, curvatura e emenda das barras, tipo de viga, geometria das deformações e tensão mínima aplicada.

Outro fator que afeta o desempenho à fadiga das barras de aço é a corrosão. Sob fadiga, pontos de corrosão possuem o mesmo efeito de um entalhe, causando concentração de tensão e diminuindo a resistência. Resultados experimentais obtidos por Tilly (1988), citados em MALLETT (1991), apontaram fatores de redução da resistência à fadiga de 1,35 para barras de aço com perda de seção transversal de 25% e 1,7 para redução acima deste valor. Essas barras faziam parte de uma estrutura de ponte e foram avaliadas após 20 anos em serviço.

Neste relatório, será feita a verificação da fadiga na armadura e no concreto com base nos dados coletados durante o monitoramento da ponte sul e nas informações obtidas do projeto estrutural e da inspeção. As deformações medidas foram utilizadas para calcular a magnitude das tensões no concreto e na armadura.

No concreto, utilizou-se o método simplificado para a verificação da fadiga, recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pelo CEB-FIP Model Code 2010 (CEB-FIP, 2011), enquanto que na armadura, calculou-se o dano acumulado gerado pelos blocos de carregamento cíclico pela regra de Palmgren-Miner e recomendações do Eurocode 2. A contagem dos ciclos e os histogramas de tensões foram obtidos através do algoritmo *rainflow*, descrito na ASTM E 1049-85 (ASTM, 1999).

B.7.1. Verificação da fadiga no concreto

A verificação do concreto comprimido pelo método simplificado, recomendado pelo CEB-FIP e aplicável até 10^8 ciclos, tenta levar em consideração o gradiente de tensão na zona comprimida de uma seção fissurada multiplicando a máxima tensão de compressão por um fator

$\eta_c = \frac{1}{1.5 - 0.5 \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}}$. A verificação do concreto comprimido deve ser feita segundo o seguinte

critério:

$$\gamma_{Ed} \sigma_{c,max} \eta_c \leq 0.45 f_{cd, fat} \quad (B.1)$$

onde,

σ_{c1} é o menor valor absoluto da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a combinação relevante de carregamento;

σ_{c2} é o maior valor absoluto da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob a mesma combinação de carregamento utilizada na determinação de σ_{c1} ;

$\sigma_{c,max}$ é a máxima tensão de compressão;

A resistência à fadiga $f_{cd, fat}$ é dada por:

$$f_{cd, fat} = 0.85 \beta_{cc}(t) \left[f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{25 f_{cko}} \right) \right] \frac{1}{\gamma_c} \quad (B.2)$$

β_{cc} é um coeficiente que depende da idade t do concreto, em dias, referente à resistência do concreto no primeiro ciclo de carregamento. Recomenda-se $t_1 = 1$ dia;

s é um coeficiente que depende do tipo de cimento (igual a 0,20 para endurecimento normal e/ou rápido);

$f_{cko} = 10 \text{ MPa}$ (valor de referência);

f_{ck} é a resistência à compressão do concreto;

γ_c é um coeficiente parcial de segurança para o concreto e igual a 1,5 para situações com carregamentos persistentes ou transientes.

B.7.2. Verificação da fadiga na armadura

B.7.2.1. Avaliação da fadiga com base na curva SN

A verificação da fadiga na armadura foi realizada utilizando o método do acúmulo de dano de acordo com a regra de Palmgren-Miner. Para aplicar este método é necessário conhecer o histórico de carregamento, o qual pode ser obtido por meio de modelos de carregamento de fadiga ou com base em dados de monitoramento do tráfego real. O histórico do carregamento é analisado e organizado em um espectro de carregamento. No espectro de carregamento as tensões estão organizadas em faixas correspondentes ao número de ciclos observados. Para cada faixa de tensão identificada no espectro determina-se na curva SN o número de ciclos necessários até a falha. As curvas SN são definidas em função do tipo de detalhe estudado. Neste trabalho, adotaram-se as curvas SN recomendadas pelo Eurocode 2, as quais permitem que o limite inferior para computo do dano à fadiga seja levado até 10^{12} ciclos. As curvas recomendadas pela norma brasileira (NBR 6118) e pelo CEB-FIP quantificam o dano causado pela fadiga somente até 10^8 ciclos.

O dano causado em cada faixa de tensão é obtido dividindo-se o número de ciclos de carregamento n identificado no espectro de cargas pelo número de ciclos até a falha N . Somando-se todos os danos individuais (n_i/N_i) oriundos das diferentes faixas de tensão, obtém-se o dano total D , dado pela seguinte expressão:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{B.3})$$

As curvas SN relacionam a magnitude da faixa de tensão S com o número de ciclos até a falha N e são determinadas através de ensaios de em corpos-de-prova submetidos a diferentes níveis de tensão até a falha. A relação linear entre a faixa de tensão e o número de ciclos é dada por:

$$N \cdot S^m = A \quad (B.4)$$

Onde A é uma constante que depende do material e do tipo de detalhe analisado e m é o inverso da inclinação da reta no domínio logaritmo, e representa também uma constante do material e do detalhe. Em geral, as curvas SN para a barra de armadura são bilineares e mudam de inclinação para número de ciclos igual a 10^6 . As curvas do Eurocode 2 estão representadas na Figura B.61 e na Tabela D.7.

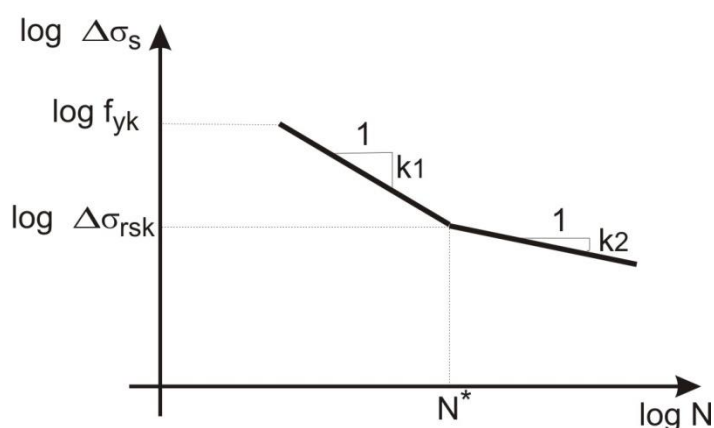


Figura B.61 – Curva SN para barras de armadura retas (Eurocode 2)

Tabela B.1 – Parâmetros da curva SN para barras de armadura (Eurocode 2)

Tipo de armadura	N*	Expoente		$\Delta\sigma_{rsk}$ (MPa)
		k1	k2	
Barras retas e dobradas	10^6	5	9	162,5
Barras e malhas soldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de ancoragem	10^7	3	5	35

Para o caso em estudo, tanto para as barras das longarinas quanto das lajes, adotou-se $\Delta\sigma_{rsk} = 162,5$ MPa para número de ciclos igual a 10^6 . O valor limite de resistência à fadiga, abaixo do qual a vida à fadiga é infinita foi considerado igual a 35 MPa. Todas as faixas de tensão abaixo deste limite não foram computadas no cálculo do dano acumulado.

A segurança à fadiga é garantida quando $D \leq D_{lim}$, onde $D_{lim} = 1$. Ressalta-se que o dano associado à cada faixa de tensão $\Delta\sigma_i$ pode ser determinado multiplicando-a pelo coeficiente

parcial de segurança γ_{Sd} . Já a tensão resistente $\Delta\sigma_{rsk}(N^*)$ deve ser dividida pelo coeficiente $\gamma_{s, fat}$. Os valores de γ_{Sd} e $\gamma_{s, fat}$ são, respectivamente, 1,0 (para casos onde a análise de tensões é feita a partir de verificações "in loco") e 1,15.

O dano por fadiga (D) estimado por meio da Lei de acúmulo linear de Palmgren-Miner em conjunto com a curva SN, resulta na seguinte equação:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N^*} \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)} \right)^{k_1} \text{ se } \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) \quad (B.5)$$

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N^*} \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)} \right)^{k_2} \text{ se } \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$$

Onde:

n_i é o número de ciclos associados à cada faixa de tensão com largura de classe $\Delta\sigma_i$ obtida no espectro de carregamento ;

N^* é o número de ciclos até a falha sob um limiar de tensão alternada ("Stress Category") de $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$;

k_1 e k_2 são os inversos das inclinações dos segmentos de retas que compõe a curva SN.

B.7.2.2. Avaliação da fadiga com base na mecânica da fratura linear elástica

Uma maneira mais realista para calcular a vida útil remanescente das barras de armadura é a utilização da mecânica da fratura linear elástica. A mecânica da fratura linear elástica descreve a propagação de fissuras na armadura com base nas características do material, geometria da abertura da fissura e do elemento analisado. A segurança à fadiga é verificada considerando a falha de uma barra na seção mais solicitada do elemento estudado. A fratura de uma barra não conduz à uma falha estrutural, uma vez que a maioria das barras permanecem sem falha, o que demonstra um comportamento dúctil. Neste momento, é interessante acompanhar o processo de fissuração e as deflexões da estrutura a fim de acompanhar a evolução do dano.

Os parâmetros da armadura necessários ao cálculo da propagação da fissura via mecânica da fratura não são totalmente conhecidos. Então, para calcular a propagação da fissura em uma barra de aço, assume-se uma fissura inicial semi circular de extensão $a=a_i$. O plano no qual a fissura semi circular se propaga é perpendicular ao eixo da barra. Assume um crescimento estável da fissura a partir do seu valor inicial (vide Figura D.2).

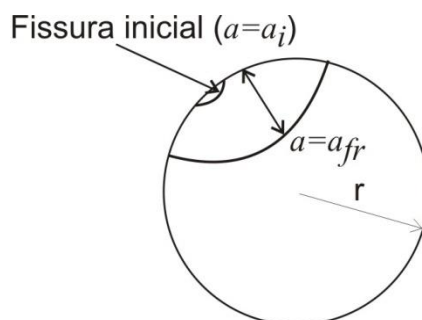


Figura B.62 – Modelo de propagação de fissura para uma barra de armadura.

Nas previsões de vida à fadiga usando a mecânica da fratura linear elástica é necessário reconhecer que a curva entre a taxa de crescimento da fissura em função do carregamento cíclico versus o fator de intensidade de tensões (ΔK) apresenta pelo menos dois limites físicos: (i) a peça fratura se $K_{max} \geq K_c$ e (ii) a trinca não se propaga se ΔK for muito pequeno ($\Delta K < \Delta K_{th}$).

O estágio de fratura em que há a propagação da fissura é controlado fundamentalmente pelo fator de intensidade de tensão (ΔK) e não pela faixa de tensão ($\Delta \sigma$) (CASTRO; MEGGIOLARO, 2009). Este comportamento pode ser descrito pela conhecida lei da Paris dada na equação D.6:

$$\frac{da}{dN} = C \Delta K^m \quad (B.6)$$

Onde $\frac{da}{dN}$ é a taxa de crescimento da fissura em função do carregamento cíclico; C e m são coeficientes de ajuste que dependem das propriedades do material.

O fator de intensidade de tensão pode ser definido como:

$$\Delta K = K_{\max} - K_{\min} = Y \Delta \sigma \sqrt{\pi a} \quad (\text{B.7})$$

Onde Y é um fator de correção que depende do raio r da barra de armadura e do tamanho a da fissura. Uma expressão para o cálculo de Y é dada pela norma britânica BS 7910 (BSI, 1999).

$$Y = \frac{\frac{1,84}{\pi} \left\{ \frac{\tan\left(\frac{\pi a}{4r}\right)}{\frac{\pi a}{4r}} \right\}^{0,5}}{\cos\left(\frac{\pi a}{4r}\right)} \left[0,752 + 2,02 \left(\frac{a}{2r} \right) + 2,37 \left\{ 1 - \sin\left(\frac{\pi a}{4r}\right) \right\}^3 \right] \quad (\text{B.8})$$

A equação B.8 é válida para fissuras menores do que 0,6 vezes do diâmetro da barra, o que é suficiente para cobrir o domínio de crescimento da fissura.

O número de ciclos N_{ij} para uma fissura de tamanho $a=a_i$ até a_j é obtido integrando a equação D.6 com $\Delta K = Y \Delta \sigma \sqrt{\pi a}$:

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{C \Delta K^m} da = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{C Y^m \Delta \sigma^m \pi^{m/2} a^{m/2}} da \quad (\text{B.9})$$

A integração da equação B.9 resulta em:

$$N_{ij} = \frac{1}{C \alpha Y^m \pi^{m/2} \Delta \sigma^m} \frac{1}{a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] \quad (\text{B.10})$$

Onde α é a constante de integração, dada por $\alpha = m/2 - 1$.

A fratura da barra ocorre quando $a=a_{fr}$ e a tensão solicitante σ_0 é igual a tensão resistente da seção transversal remanescente. Neste estudo, tensão σ_0 foi tomada como sendo a máxima tensão (σ_{max}) medida durante o monitoramento.

A fratura da barra pode se dar de maneira frágil ou por escoamento (HERWIG, 2008). O tamanho crítico da fissura que leva a fratura frágil é dada por:

$$a_{cr} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_C}{Y \sigma_{max}} \right)^2 \quad (B.11)$$

Onde K_C é a tenacidade à fratura, ou seja é uma constante do material.

No escoamento da seção transversal remanescente, o comprimento da fissura ($a=a_y$) é determinado pelo cálculo da área de redução necessária para provocar a falha.

$$A(a_y) = A_0 \left(1 - \frac{\sigma_{max}}{f_y} \right)^2 \quad (B.12)$$

Assim, a_{fr} é dado por: $a_{fr} = \min(a_{cr}, a_y)$.

As cargas reais de serviço são em geral complexas, uma vez que apresentam a faixa de tensões ($\Delta\sigma_i$) e outros fatores variáveis a cada evento de carga, o que dificulta a modelagem da propagação da trinca. As variações bruscas na faixa de tensões ou na razão do carregamento não são bem tratadas por acúmulo linear de dano. As sobrecargas podem desacelerar ou até mesmo parar o crescimento das trincas, enquanto que as subcargas aceleram-no.

Para tratar essa complexidade da faixa de tensões será utilizado um método simplificado proposto por Castro e Meggiolaro (2008) chamado ΔK_{rms} ou método de amplitude constante equivalente. Este método não reconhece a sequência de cargas, mas pode gerar previsões satisfatórias na vida residual de estruturas trincadas que trabalham sob cargas máximas frequentes de amplitude similar, como por exemplo as pontes.

A ideia deste método é substituir a história complexa de tensões da faixa $\Delta\sigma_i$ pela história de faixa $\Delta\sigma_{rms}$ constante e equivalente. Os valores equivalentes devem ser calculados após zerar todos os vales e picos negativos da faixa de tensão original. Em seguida, usando a regra da mediana calculam-se as tensões $\sigma_{max,rms}$ e $\sigma_{min,rms}$ como sendo a média quadrática das tensões no intervalo.

$$\sigma_{max,rms} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p \sigma_{max,i}^2}{p}} \quad (B.13)$$

$$\sigma_{min,rms} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p \sigma_{min,i}^2}{p}}$$

$$\Delta\sigma_{rms} = \sigma_{max,rms} - \sigma_{min,rms} \quad (B.14)$$

$$\Delta K_{rms} = Y \Delta\sigma_{rms} \sqrt{\pi a}$$

Desta maneira, a equação B.10 passa a ser:

$$N_{ij} = \frac{1}{C\alpha Y^m \pi^{m/2} \Delta\sigma_{rms}^m} \frac{1}{a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] \quad (B.14)$$

B.7.3. Resultados

A análise à fadiga da ponte sul sobre o Rio Jaguari foi realizada usando os dados obtidos no monitoramento do tráfego normal. O monitoramento totalizou aproximadamente 20 horas de coleta de dados.

Com base nesta amostra de tráfego, verificou-se a fadiga no concreto comprimido e na armadura. A avaliação da fadiga na armadura foi realizada usando os métodos SN e propagação de fissuras.

B.7.3.1. Verificação do concreto comprimido

A fadiga no concreto comprimido foi feita de acordo com os procedimentos recomendados pelo CEB descritos no item A.1.1. Foram verificadas as seções de meio de vão (S1, S3 e S5) instrumentadas sobre as duas vigas longarinas (A e B), as quais exibem os maiores valores de

tensões de compressão. A tensão máxima de compressão foi multiplicada por um fator η_c que depende do gradiente de tensões σ_{c1} e σ_{c2} . A resistência à compressão do concreto foi multiplicada por um fator β_{cc} igual a 1,20. O coeficiente de fadiga $\gamma_{E,d}$ foi tomado igual a 1,1.

No tocante a porção comprimida, todas as seções analisadas não apresentam suscetibilidade à fadiga, como pode ser observado na Figura B.63.

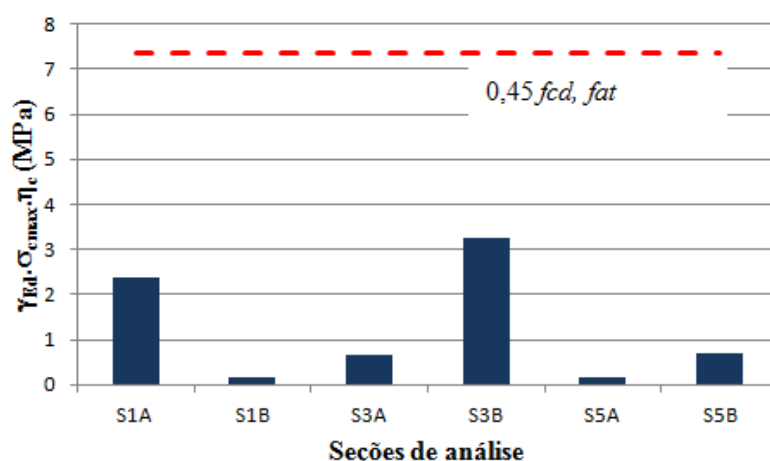


Figura B.63 – Fadiga do concreto nas seções instrumentadas.

B.7.3.2. Verificação da armadura

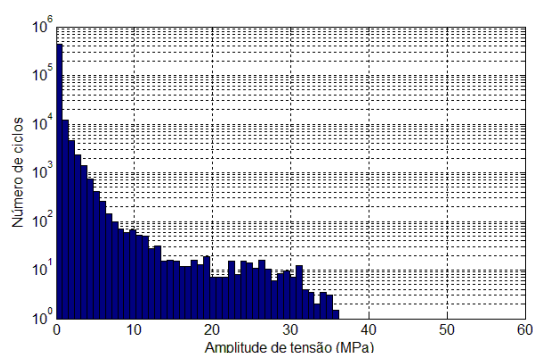
Verificação com base na curva SN

O limite inferior das curvas de fadiga segundo a norma brasileira (NBR 6118:2007) e CEB está situado em 10^8 ciclos. Considerando o espectro de tensões obtido no monitoramento do tráfego normal da ponte sobre o Rio Jaguari e o limite inferior recomendado pelas normas acima, encontra-se dano nulo. No entanto, estendendo o limite inferior até 10^{12} ciclos conforme sugere o Eurocode 2, as tensões acima de 35 MPa presentes no espectro de tensões medidos são contabilizadas no cálculo do dano pela regra de Palmgren-Miner. No caso do presente relatório, optou-se por fazer a análise da fadiga na armadura com base nas recomendações do Eurocode 2 (vide item B.7.2.1).

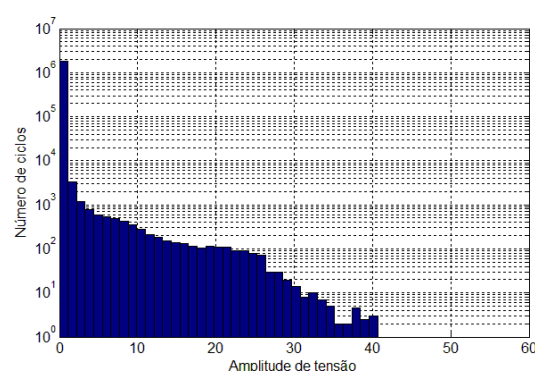
O histograma de tensões para o conjunto de dados obtidos com 20 horas de monitoramento do tráfego normal foi obtido utilizando o método *rainflow* programado no ambiente do *MatLab*®. Para este espectro de tensões, analisou-se também a possibilidade de perda de seção devido a

corrosão da armadura. Foram analisadas perdas de seção de 10%, 20% e 30%. Os histogramas de tensão obtidos a partir do sensor E4 (seção S1B) e E18 (laje) estão mostrados na Figura B.64.

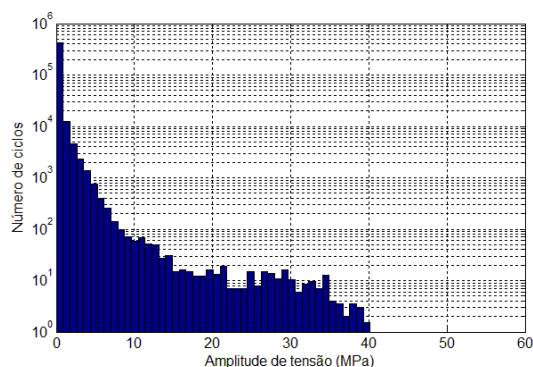
Analisando os histogramas das tensões (Figura B.64) relativos a posição do sensor E4, verificam-se as maiores frequências nas faixas de tensões até 10 MPa, enquanto que para a posição do sensor E18, localizado na laje, as frequências se distribuem de maneira mais uniforme até a faixa de 25 MPa a 30 MPa. Em ambos os casos, observa-se também o crescimento na faixa de tensões quando se considera a perda da seção transversal, chegando-se a faixa de tensão de aproximadamente 57 MPa para uma perda de 30% na laje (vide Figura B.64(h)).



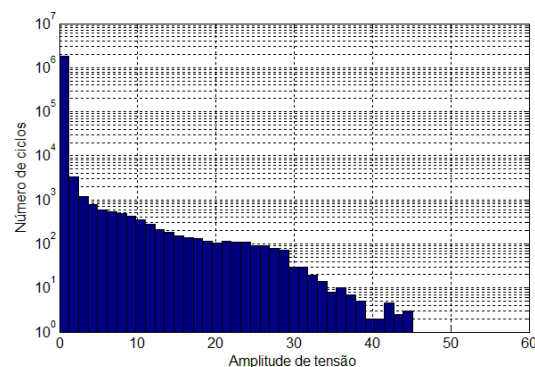
(a) E4: tensões medidas



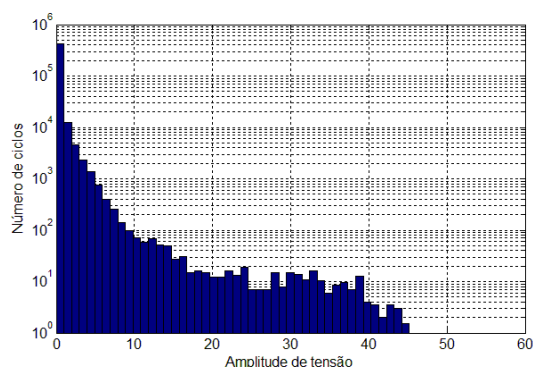
(e) E18: tensões medidas



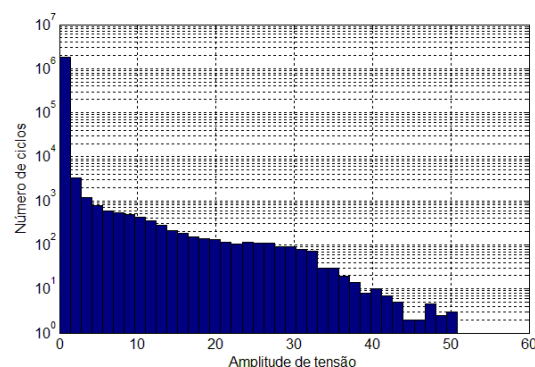
(b) E4: tensões com 10% de perda



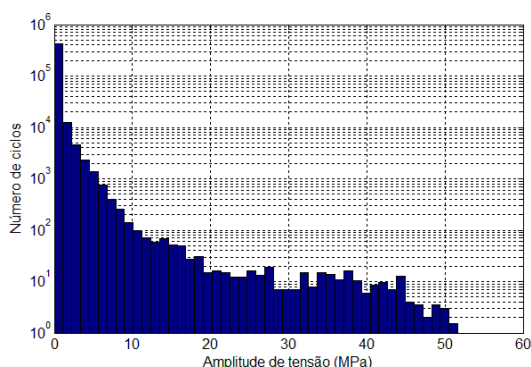
(f) E18: tensões com 10% de perda



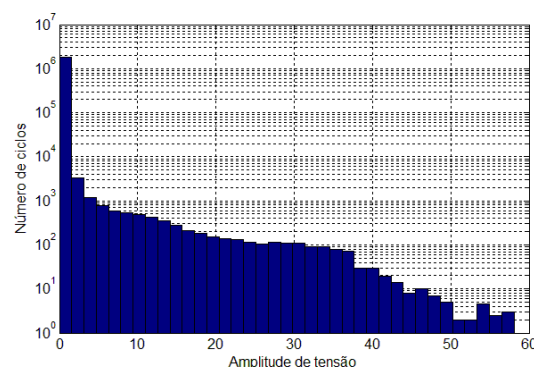
(c) E4: tensões com 20% de perda



(g) E18: tensões com 20% de perda



(d) E4: tensões com 30% de perda



(h) E18: tensões com 30% de perda

Figura B.64 – Histograma de tensões para as 20 horas de monitoramento do tráfego normal.

Os resultados obtidos em termos de dano acumulado considerando uma amostra de tráfego de 20 horas estão mostrados na Tabela D.7.

Tabela B.2 – Resultados de verificação à fadiga na armadura.

Local	D	D (10% de perda)	D (20% de perda)	D (30% de perda)
S1A (E1)	$1,1497 \times 10^{-12}$	$7,9713 \times 10^{-12}$	$3,0110 \times 10^{-11}$	$1,2240 \times 10^{-10}$
S1B (E4)	$9,1543 \times 10^{-12}$	$5,5007 \times 10^{-11}$	$2,1888 \times 10^{-10}$	$8,3678 \times 10^{-10}$
S3A (E14)	$4,4199 \times 10^{-12}$	$1,4428 \times 10^{-11}$	$6,9145 \times 10^{-11}$	$3,1437 \times 10^{-10}$
S3 Laje	$1,3206 \times 10^{-10}$	$3,8182 \times 10^{-10}$	$1,1954 \times 10^{-9}$	$4,3014 \times 10^{-9}$
S3B (E22)	0	$1,0878 \times 10^{-12}$	$6,1437 \times 10^{-12}$	$3,5901 \times 10^{-11}$
S5A (39)	0	0	0	$2,1784 \times 10^{-12}$
S5B (47)	0	0	$1,8102 \times 10^{-12}$	$1,6251 \times 10^{-11}$

Analisando os dados da Tabela D.7, verifica-se que a armadura da laje é a que apresenta maior dano à fadiga, embora em valor muito pequeno. As armaduras das vigas longarinas na seção S5 e S3B não apresentam dano à fadiga na condição da armadura sem corrosão. Considerando a possibilidade de perda da seção devido a corrosão, os pontos das seções S3B e S5 passam a apresentar dano, no entanto, ainda com valores bastante pequenos.

A evolução do dano em função da perda da seção transversal cresce exponencialmente, como pode ser observado na Figura B.65. Verifica-se que na laje a evolução do dano é mais acentuada.

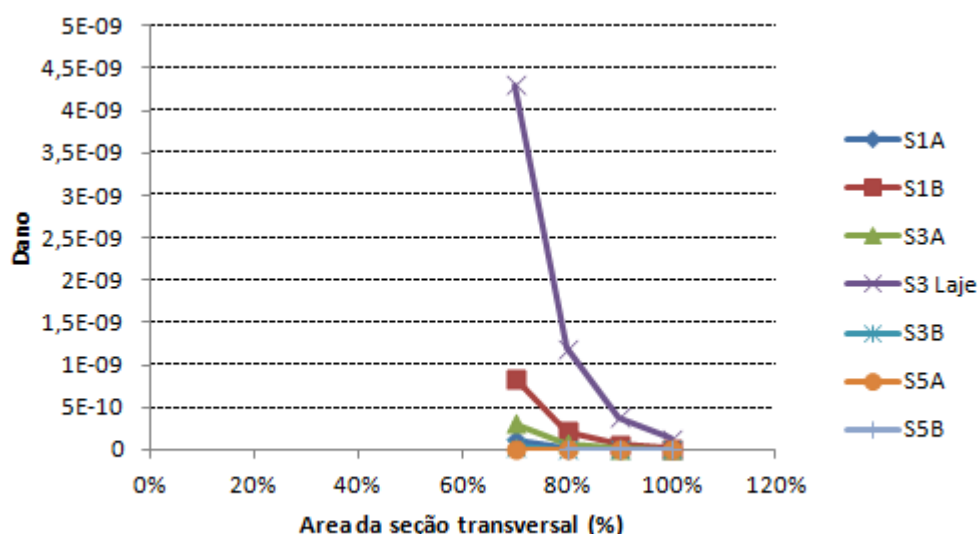


Figura B.65 – Evolução do dano em função da perda da seção transversal.

Repetindo-se o carregamento até uma idade de 100 anos para o caso da armadura da laje, chega-se a um valor de dano igual $6,4269 \times 10^{-6}$, valor bem abaixo do dano limite ($D_{lim}=1$) para que ocorra ruptura por fadiga.

Análise da propagação de fissura

Embora a análise da fadiga através da curva SN tenha mostrado que o dano é praticamente inexistente nas seções analisadas, realizou-se um estudo de propagação de fissura na armadura com base na mecânica da fratura linear elástica. Variações no volume de tráfego e aumento da carga por eixo ou a evolução de processos de deterioração da estrutura (corrosão, fissuras, etc) podem favorecer a propagação de fissuras na armadura e com isso acelerar o processo de fadiga da estrutura.

A análise da propagação da fissura foi realizada para o ponto localizado na armadura da viga longitudinal V2 (seção S1, sensor E4) e na laje do vão de 26 m (seção S3, sensor E18). Os coeficientes C e m de ajuste da lei de Paris utilizados valem 2×10^{-8} e 4, respectivamente. Adotou-se um tamanho de fissura inicial igual a 1 mm. A curva de propagação da fissura na armadura foi calculada com base na metodologia descrita no B.7.2.2 e nos dados de monitoramento.

As figuras B.66 e B.67 apresentam as curvas de propagação da fissura em função do número de ciclos até a ocorrência da falha para os pontos de medição correspondentes aos extensômetros E4 e E18.

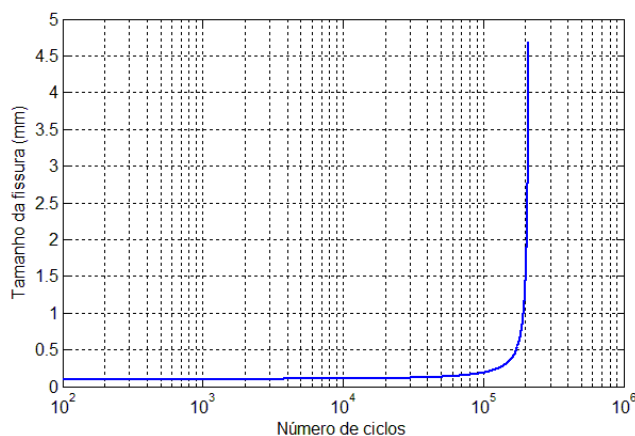


Figura B.66 – Propagação da fissura em função do número de ciclos: seção S1, E4.

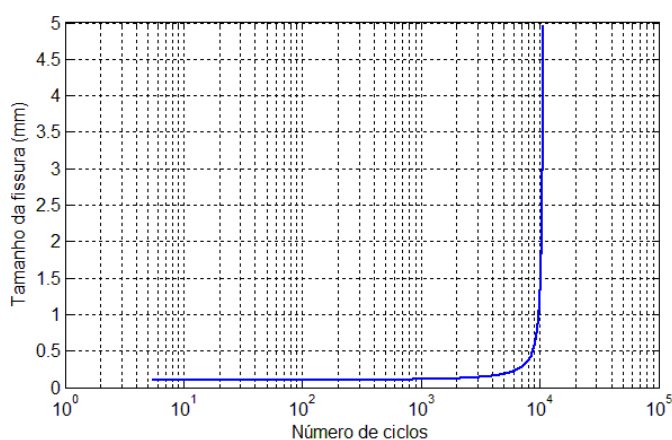


Figura B.67 – Propagação da fissura em função do número de ciclos: seção S3, E18.

Considerando o tempo de monitoramento de 20 horas, a vida útil estimada para a longarina (sensor E4), após a instalação de uma fissura de 1mm, é de 480 anos. No caso da laje, sensor E18, a vida útil estimada cai drasticamente, ficando em 24 anos após a instalação da fissura de 1 mm.

B.7.4. Considerações finais

A análise da fadiga foi realizada com base nos dados de monitoramento do tráfego normal segundo o método SN e recomendações do Eurocode 2 e CEB-FIP Model Code 2010 para a

armadura e concreto comprimido. Para a armadura, analisou-se também a propagação da fissura através da mecânica da fratura linear elástica.

Os resultados mostraram que a estrutura atende a verificação da fadiga tanto no concreto quanto na armadura, supondo que a amostra medida seja representativa e válida para realização da prospecção. Imaginando que a armadura venha a sofrer um processo de degradação por corrosão da armadura, o aumento do dano provocado nesta condição aumentou consideravelmente, porém não chegando a atingir um valor que indicasse uma preocupação com uma possível falha. Ressalta-se que o ponto crítico da estrutura é a armadura da laje, foi ela que apresentou os maiores valores de dano, principalmente quando se analisa a vida útil calculada pelo método de propagação.

ANEXO C. MODELAGEM NUMÉRICA POR ELEMENTOS FINITOS

C.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste anexo são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos durante o projeto e as comparações dos resultados dos mesmos com os dados obtidos por meio de ensaios de carga controlada na ponte.

C.2. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

C.2.1. Modelo linear

No desenvolvimento do projeto “Desenvolvimento de Metodologia de Projeto de Monitoração Estrutural para Pontes Rodoviárias” foi realizado um estudo sobre os modelos de elementos finitos para a ponte Sul do Rio Jaguari. Foram estudados modelos com crescente grau de complexidade, iniciando com modelos compostos por elementos de viga até elementos de casca.

Devido as características geométricas da ponte, o modelo de casca foi adotado devido a possibilidade de se estudar o comportamento da laje do tabuleiro e sua influência na distribuição das cargas entre as vigas. Este modelo utilizou elementos de casca (*shell*) para a representação da superestrutura e elementos de viga (*frame*) para a mesoestrutura.

O modelo foi desenvolvido utilizando o programa SAP2000 em sua versão 14.2; os dados da geometria da seção transversal e traçado obtidos através da documentação técnica da ponte foram inseridos no módulo para modelagem de pontes do programa. Com base nestas informações a geometria apresentada na Figura C.1 foi gerada de maneira automática pelo programa.

Modelos lineares foram utilizados nas análises dinâmica e nos testes de técnicas de calibração de modelos devido a sua eficiência computacional e ao menor número de parâmetros de entrada quando comparado com modelos não lineares.

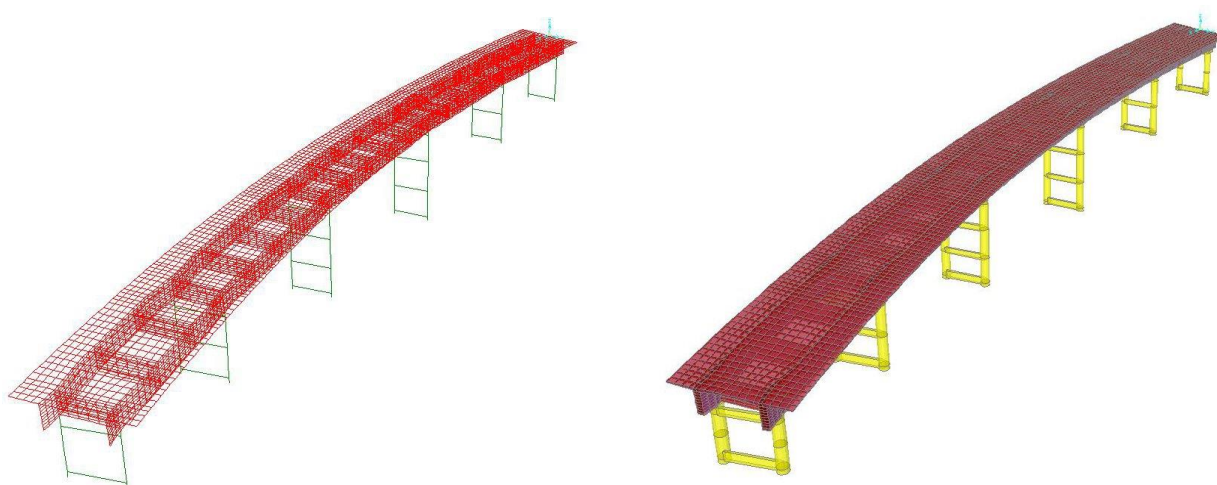


Figura C.1 – Modelo de elementos finitos linear utilizado nos estudos.

C.2.2. Modelo não linear

Com o objetivo de investigar a aplicação de ferramentas de elementos finitos que utilizam modelos não lineares para o comportamento do concreto armado. Para este fim foi escolhido o programa comercial de análise não linear de estruturas de concreto DIANA. Uma descrição dos principais aspectos desta modelagem se encontra nos itens a seguir, maiores detalhes sobre este assunto podem ser encontrados em ANDRADE (2012).

C.2.2.1. Características do modelo

A geometria do modelo numérico foi criada no ambiente do software MIDAS Fx+, utilizando elementos de sólidos. Inicialmente um volume é gerado a partir do lançamento de pontos individuais da geometria da estrutura e a partir deste volume uma malha de elementos sólidos é criada de forma automática. Testes de geração de elementos foram feitos a fim obter um resultado mais preciso; volumes com 50cm de aresta foram inicialmente sugeridos, passando por 40cm até chegar no modelo final, de volumes de 15cm de aresta e adaptação geométrica em regiões nas quais esta dimensão não fosse possível.

Para este modelo, todas as peças constituintes da estrutura foram modeladas em elementos de volume, dos pilares ao tabuleiro. A seguir, as figuras C.2 e C.3, mostram a geometria do modelo gerado.

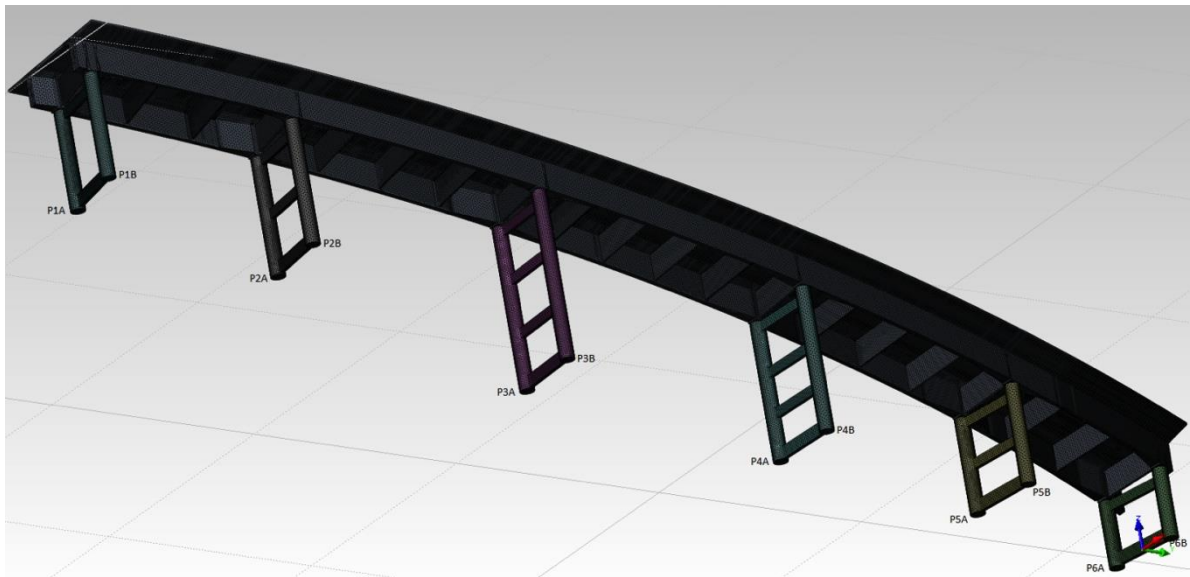


Figura C.2 – Vista da ponte sobre o Rio Jaguari – Modelo em sólidos

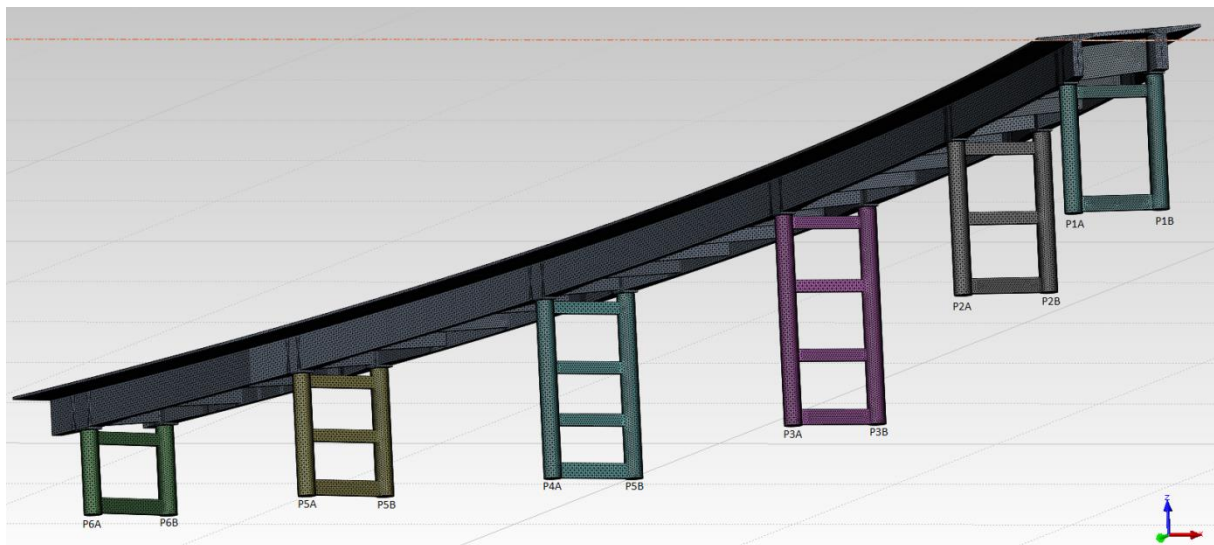


Figura C.3 – Vista da ponte sobre o Rio Jaguari – Modelo em sólidos

A Figura C.4 ilustra o detalhe de aumento da espessura da longarina, considerado um dos pontos mais importantes para a criação dos modelos mais refinados. Além disso, foi respeitado o vazio existente entre as vigas-transversinas e o tabuleiro.

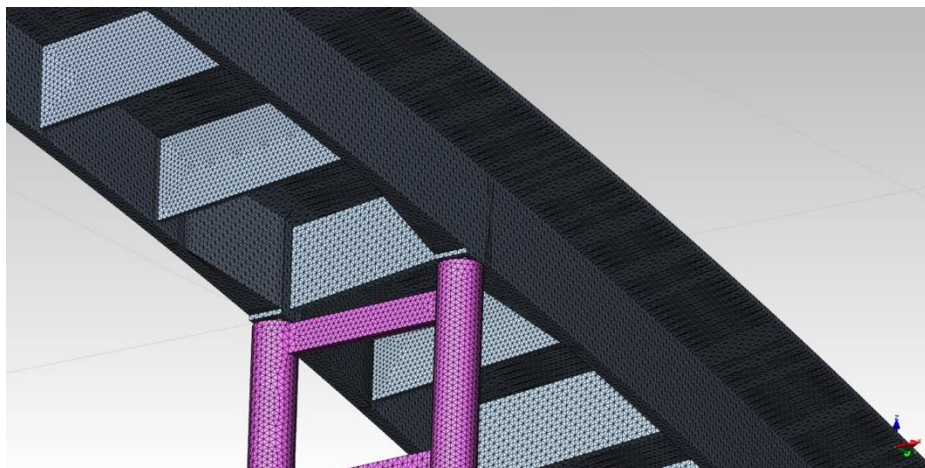


Figura C.4 – Detalhe do aumento da espessura da longitudinal sobre os pilares.

A armadura foi inserida de forma concentrada por meio de elementos de barras de 2 nós incorporadas à malha de concreto por aderência perfeita (conexão do tipo *embedded reinforcement*). Na Figura C.5(a) tem-se um desenho típico do projeto para o detalhamento da armadura destacando, em sua totalidade, a armadura de flexão positiva, negativa e de fissuração (pele), enquanto que, ao lado, na Figura C.5(b) tem-se o resultado final da concentração de armadura inserida no modelo. Em todos os casos a serem apresentados nesta seção, a concentração de armadura foi inserida no centro de gravidade do conjunto a ser representado; cada concentração representa um único diâmetro de armadura.

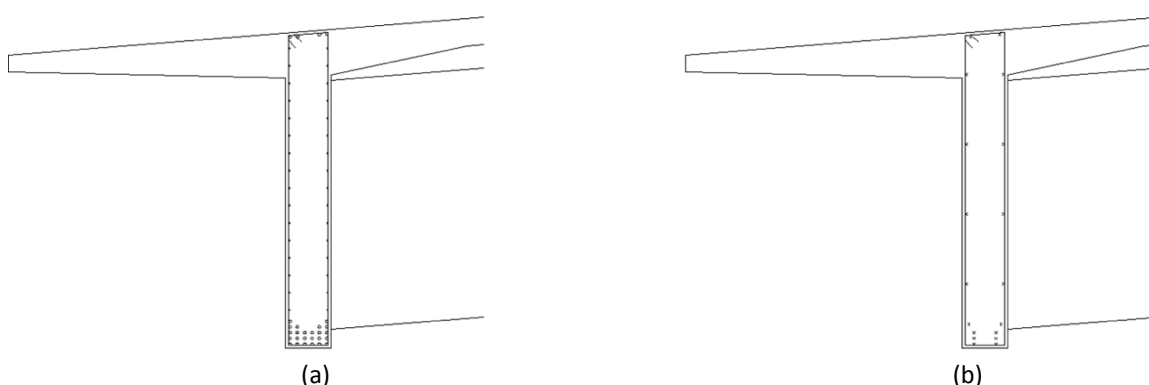


Figura C.5 – Armadura de flexão e fissuração completa (a) e concentrada (b).

A mostra as armaduras de cisalhamento das longitudinais conforme projeto (a), a sua concentração inserida no modelo na razão 4:1 (b).

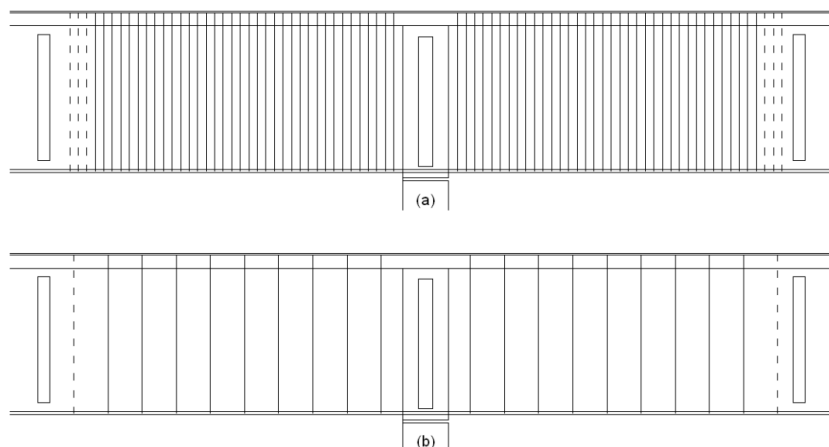


Figura C.6 – Armadura de cisalhamento completa (a) e concentrada (b).

A série de imagens, a seguir, ilustra todas as concentrações de armadura inseridas no modelo numérico. Para que fossem representados de maneira satisfatória os efeitos da não-linearidade física do concreto e a propagação de fissuração ao longo das seções foram inseridas no modelo as armaduras consideradas principais para atender a tais imposições.

A Figura C.7 mostra parte da armadura de cisalhamento inserida nas longarinas, enquanto na Figura C.8 é possível ver em sua totalidade a inserção da armadura de fissuração (pele).

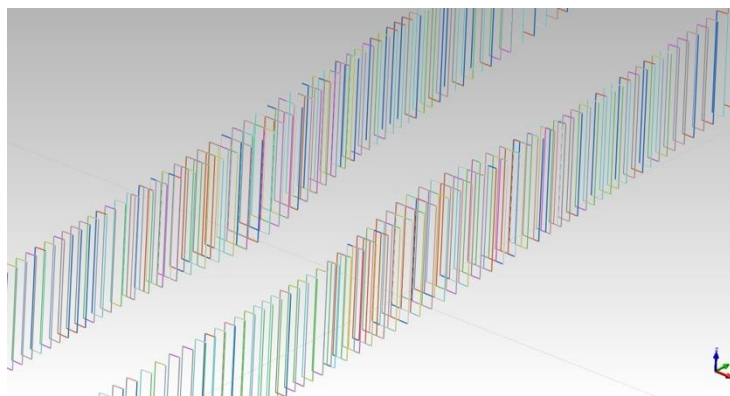


Figura C.7 – Vista aproximada da concentração para armadura de cisalhamento.

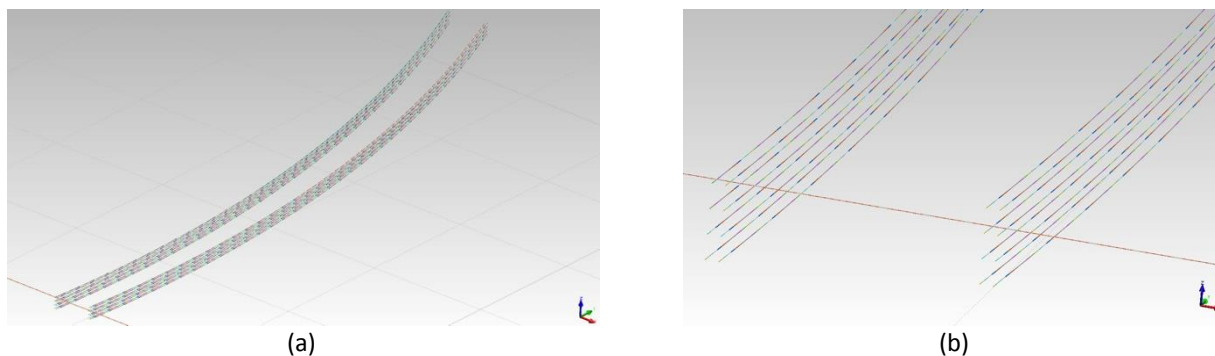


Figura C.8 – Vista afastada (a) e aproximada (b) da concentração de armadura de pele

As figuras C.9 e C.10 apresentam, respectivamente, as concentrações de armaduras de flexão negativa e positiva. A aglomeração de armadura de flexão negativa se dá no topo dos pilares, enquanto que a armadura de flexão positiva apresenta tal aglomeração no meio dos vãos.

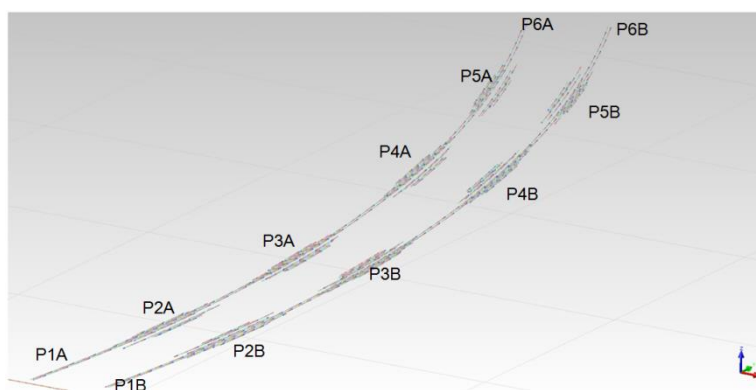


Figura C.9 – Concentração de armadura longitudinal de flexão negativa

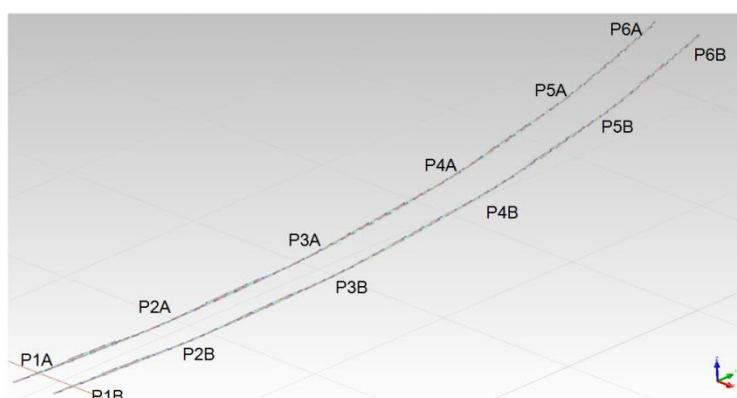


Figura C.10 – Concentração de armadura longitudinal de flexão positiva

As armaduras das transversinas foram inseridas separadamente por apresentarem diferenças à seção transversal da peça, diâmetros e distribuição da malha. A Figura C.11 ilustra a concentração de armadura das transversinas intermediárias, enquanto a Figura C.12 representa as transversinas

que se situam logo acima dos pilares. Em ambos os casos, as figuras representam concentrações de armadura de flexão positiva e negativa, e armadura de fissuração (pele).

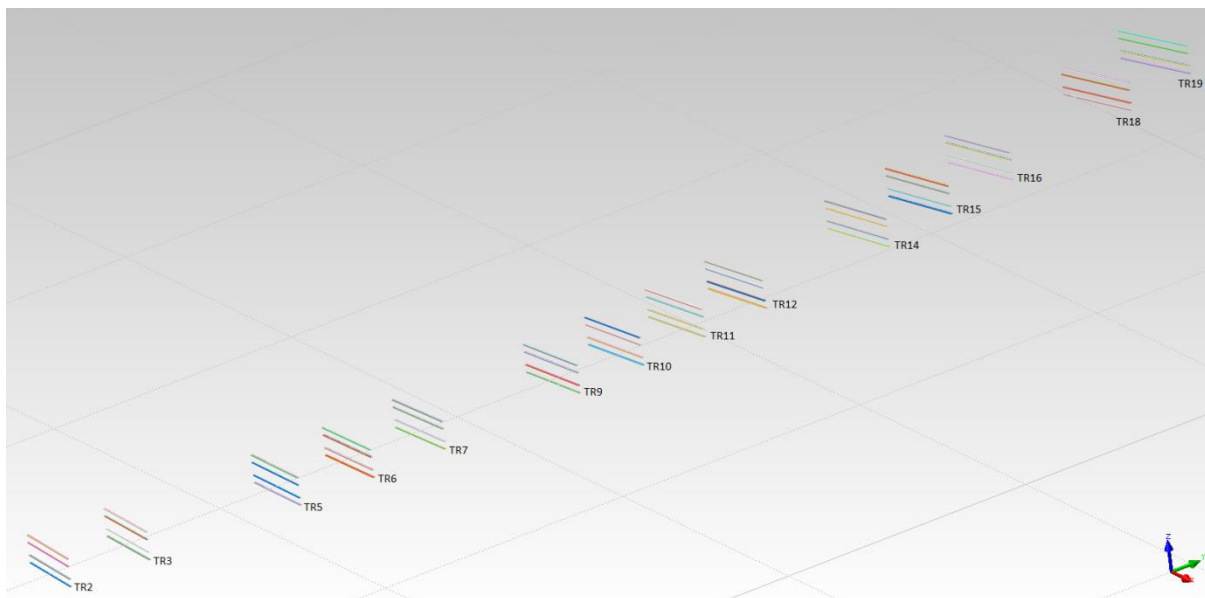


Figura C.11 – Concentração de armadura das transversinas intermediárias

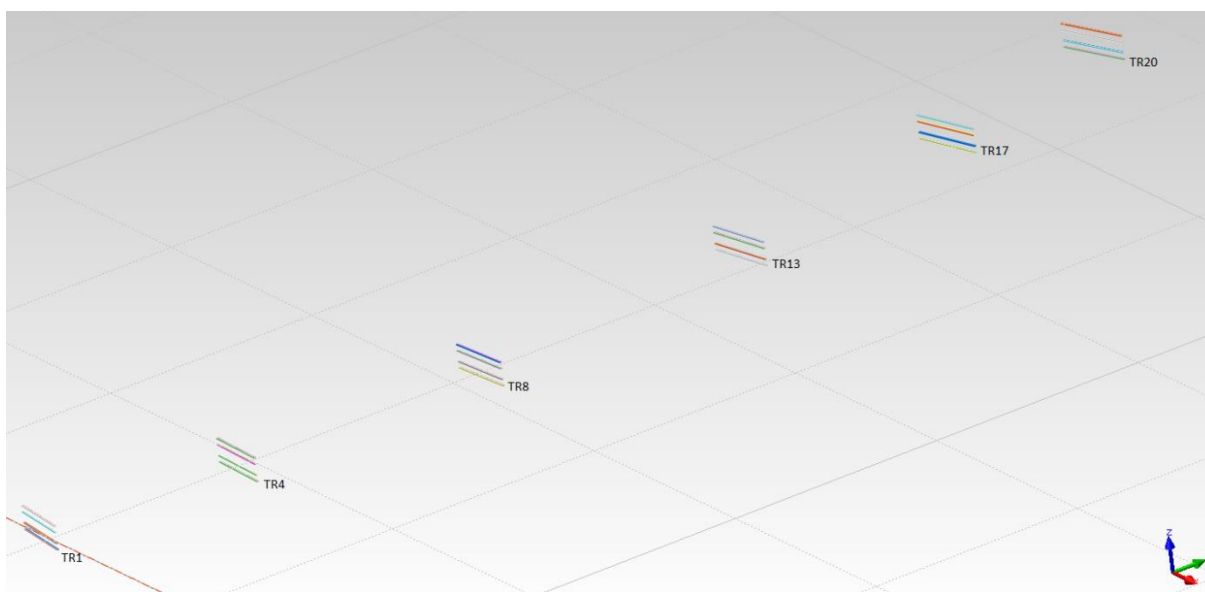


Figura C.12 – Concentração de armadura das transversinas de apoio.

Foram escolhidas como armaduras principais para a laje da superestrutura a armadura de flexão transversal positiva, distribuída entre as duas longarinas, além de armadura longitudinal positiva nas bordas (Figura C.13), e a armadura de flexão negativa, que abrange a largura da laje em sua totalidade (Figura C.14).

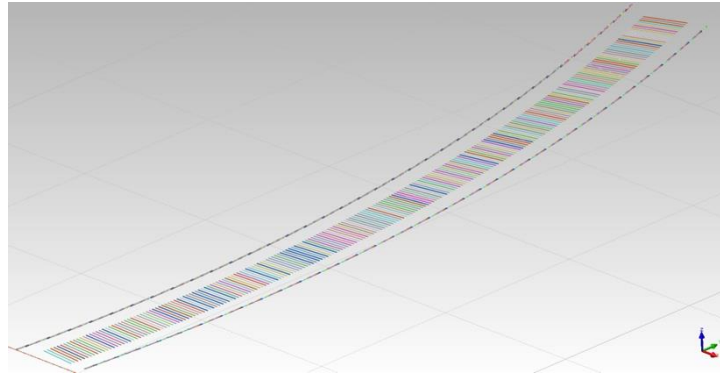


Figura C.13 – Concentração de armadura transversal de flexão positiva.

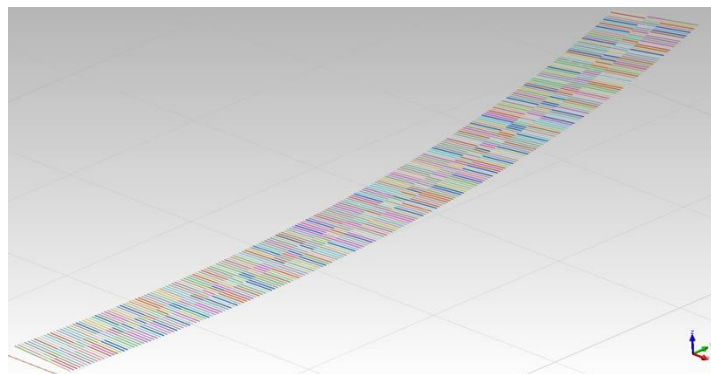


Figura C.14 – Concentração de armadura transversal de flexão negativa.

Por fim, a Figura C.15 mostra o detalhe de todas as armaduras inseridas no modelo.

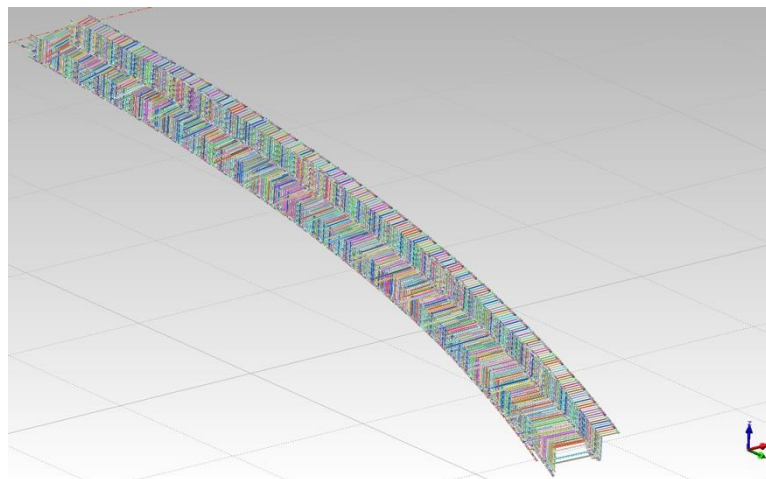


Figura C.15 – Vista inferior das concentrações de armadura inseridas no modelo numérico.

C.2.2.2. *Propriedades dos materiais*

Neste item serão apresentadas as propriedades dos materiais que foram usadas como dados de entrada no modelo numérico.

Resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto

Para realização de uma análise linear, é necessário apenas informar o módulo de elasticidade, E , dependente da resistência característica do concreto, f_{ck} . A resistência a compressão do concreto foi definida com base nos resultados obtidos com a ruptura de corpos-de-prova extraídos da longarinas da ponte sul. Os resultados do ensaio de compressão axial e módulo de elasticidade estão mostrados na Tabela C.1.

Tabela C.1 – Caracterização do concreto (ensaio de compressão axial).

Corpo-de-prova	f_c (MPa)	Média f_c (MPa)	E (GPa)	Média E (GPa)
Longarina CP1	29,58	28,53	28,91	32,10
Longarina CP2	25,83		-	
Longarina CP3	30,18		35,28	

De acordo com a norma brasileira NBR 6118:2003, deve-se adotar o módulo de elasticidade secante em análises elásticas de projeto na determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, a ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2}$$

O resistência característica à compressão f_{ck} corrigida conforme recomendações da NBR 12655, resulta em um $f_{ck} = 26,98$ MPa. O módulo de elasticidade, calculado a partir desta equação resulta em $E_{cs} = 24,68$ MPa.

Para a realização da análise não-linear é necessário que outras propriedades dos materiais sejam informadas, tais como, resistência a tração e energia da fratura, entre outras.

Os parâmetros utilizados no software DIANA para realização da análise não-linear (fissuração do concreto) estão descritos na Tabela C.2. O parâmetros descritos na Tabela C.2 e adotados no modelo numérico estão de acordo com as recomendações do CEB Model Code 2010.

Tabela C.2 – Parâmetros para caracterização da não-linearidade física do concreto

Resistência característica à compressão	$f_{ck} [MPa]$
Parâmetro intermediário	$f_{ck0} [MPa]$
Parâmetro intermediário	$\Delta_f [MPa]$
Resistência mínima à tração	$f_{ctk,min} = f_{ctk0,min} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$
Parâmetro intermediário	$f_{ctk0,min} [MPa]$
Resistência máxima à tração	$f_{ctk,max} = f_{ctk0,max} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$
Parâmetro intermediário	$f_{ctk0,max} [MPa]$
Parâmetro intermediário	$f_{ctk0,m} [MPa]$
Resistência média à tração	$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} [MPa]$
Resistência média à compressão	$f_{cm} = f_{ck} + \Delta_f [MPa]$
Parâmetro intermediário	$f_{cm0} [MPa]$

A energia de fratura do concreto, G_F , é a energia requerida para propagar a tensão da fissura por unidade de área. Na ausência de dados experimentais, a energia de fratura do concreto pode ser estimada através da equação (CEB Model Code 2010).

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} [Nmm/mm^2]$$

Os valores-base da energia de fratura, G_{F0} , são dependentes do diâmetro máximo do agregado, apresentados de acordo com a Tabela C.3.

Tabela C.3 – Valores-base de Energia da Fratura.

d_{max} [mm]	G_{F0} [Nmm/mm ²]
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Ao realizar a análise estrutural no DIANA deve-se determinar critérios de convergência, a fim de que sejam obtidas respostas refinadas. São disponibilizadas três opções de critérios de convergência em termos de deslocamento, força e energia. O critério de convergência por energia é considerado o mais recomendado por levar embutido os critérios de força e deslocamento. Além disso, sugere-se uma tolerância de 10^{-4} para que as soluções sejam consideradas satisfatórias.

As simulações numéricas realizadas utilizaram apenas o modelo de fissuração distribuída. O programa DIANA oferece três possibilidades de simulação de abertura e orientação de fissuras: *Fixed Crack Model*, *Rotating Crack Model* e o *Multi Directional Fixed Crack Model*.

No *Fixed Crack Model*, tem-se a propagação da fissura a um ângulo definido no momento da abertura, o qual permanece constante até a ocorrência de uma variação maior que 90° em relação ao ângulo inicial. O *Rotating Crack Model* permite a adaptação da inclinação da fissura à medida em o carregamento evolui. Por fim, o *Multi-Directional Fixed Crack Model* permite a abertura de várias fissuras em um mesmo ponto. Para as simulações realizadas no modelo numérico da ponte sul foi escolhida a *Rotating Crack Model*.

O modelo constitutivo de amolecimento à tração do concreto disponível no DIANA apresenta cinco tipos de curvas tensão x deformação (vide Figura C.16), as quais são definidas em função da energia de fratura, G_f . A curva utilizada no modelo numérico da ponte estudo foi a (e), não-linear, elaborada por Hordijk et al..

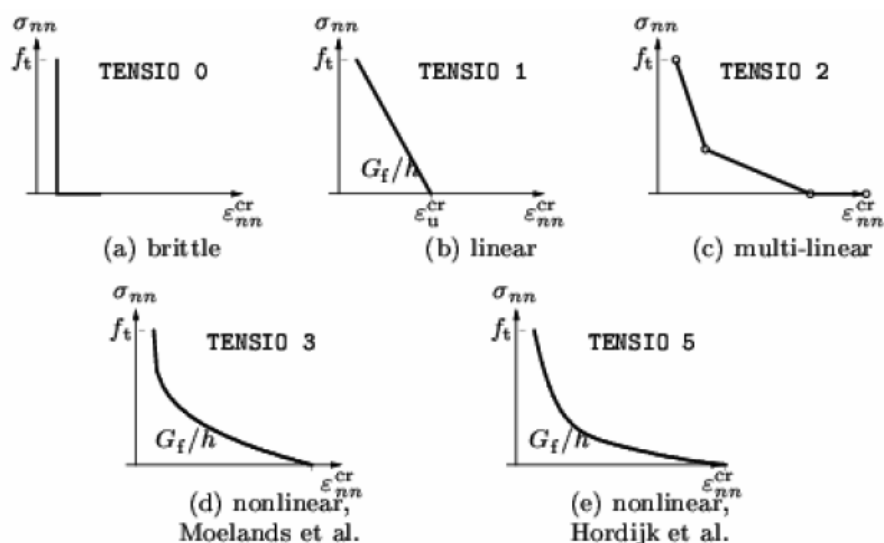


Figura C.16 – Diagramas de amolecimento à tração.

C.2.2.3. Condições de contorno

Os aparelhos de apoio foram inseridos no modelo como elementos de volume de acordo com as dimensões constantes no projeto estrutural e apresentadas na Tabela C.4. Os aparelhos de apoio são em elastômero fretado e possuem $G = 1,0$ MPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, e dureza Shore A 60 (propriedades e dimensões extraídas de projeto).

Tabela C.4 – Dimensões e quantitativos dos aparelhos de apoio em elastômero fretado.

Dimensões	Pilares P1 e P6	Pilares P2 e P5	Pilares P3 e P4
Espessura e Individual Almofada (mm)	11	15	15
Número n_{ca} de Camadas	5	4	4
Espessura e_c das Chapas (mm)	4	4	4
Número de Chapas n_{ch} por Almofada	6	5	5
Largura B da Almofada (mm)	600	700	700
Comprimento L da Almofada (mm)	450	600	650
Altura H da Almofada (mm)	85	86	86

A Figura C.17 ilustra o aparelho de apoio presente nos pares de pilares da ponte.

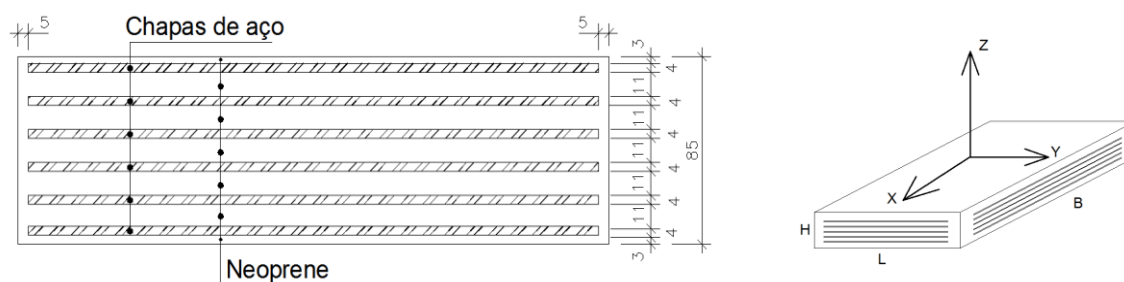


Figura C.17– Seção transversal e vista do aparelho de apoio em elastômero fretado.

No modelo numérico, adotou-se um módulo de elasticidade fictício, calculado conforme a equação abaixo.

$$E_{fic} = \frac{3G \times \left[1 + 0,5 \times \nu \times \left(\frac{L}{e} \right)^2 \right]}{1 - \nu^2}$$

A condição de contorno para o apoio dos pilares ao solo é a de engastamento perfeito (restrição aos seis graus de liberdade). Os nós da área da base dos pilares são representados em volume engastados.

C.3. APLICAÇÕES DOS MODELOS NUMÉRICOS E DADOS DE ENSAIO

Nesta seção são apresentadas as aplicações dos modelos numéricos da ponte em conjunto com os dados dos ensaios com os veículos teste. Comparações entre os resultados obtidos com o modelo em sólido não linear e os ensaios de curta duração são feitas, assim como, a demonstração de uma metodologia de calibração de modelos lineares utilizando os dados de teste.

C.3.1. Comparações entre resultados do modelo não linear e ensaios de carga

Utilizando os resultados dos ensaios quase estáticos apresentados no ANEXO B em conjunto com os resultados do modelo não linear, foi possível fazer comparações entre estes resultados. O modelo apresentado no item C.2.2

C.3.1.1. Carregamento do modelo

Devido ao comportamento não linear do modelo, os deslocamentos obtidos para o carregamento do veículo serão diferentes caso se considere a carga permanente na estrutura ou não. Desta forma, fez-se aplicar cargas permanentes e as cargas de veículo.

Cargas permanentes

O peso próprio da estrutura foi calculado pelo DIANA em função da geometria e associada ao volume de cada elemento e ao peso específico equivalente. As demais cargas permanentes foram incluídas utilizando carregamento distribuído ao longo do tabuleiro.

Carga do veículo

As simulações numéricas realizadas foram feitas para um trem-tipo real, ou seja um caminhão carregado de brita, com cinco eixos (duas rodas por eixo); cujas dimensões (cm) e cargas por eixo (kN) foram medidas em campo e foram apresentadas na Figura B.14.

O carregamento modal representativo ao trem-tipo real inserido no modelo foi do tipo estático, sendo escolhida uma única posição estratégica para cada caso em análise. A Figura C.18 ilustra o trem-tipo sobre a longarina de maior extensão para o vão médio de 30m, enquanto a Figura C.19, mostra o trem-tipo sobre a longarina de menor extensão para o vão médio de 26m.

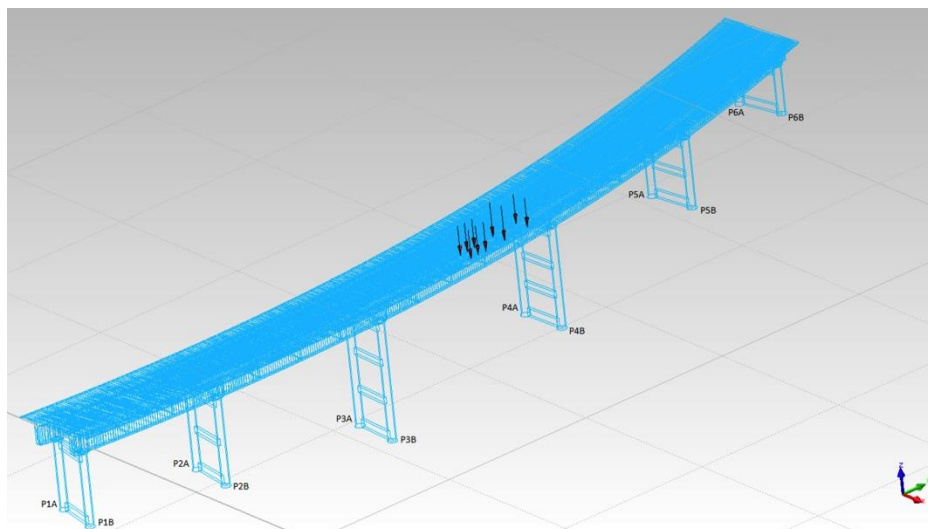


Figura C.18 – Caso 1: trem-tipo sobre a Longarina LB, vão de 30m.

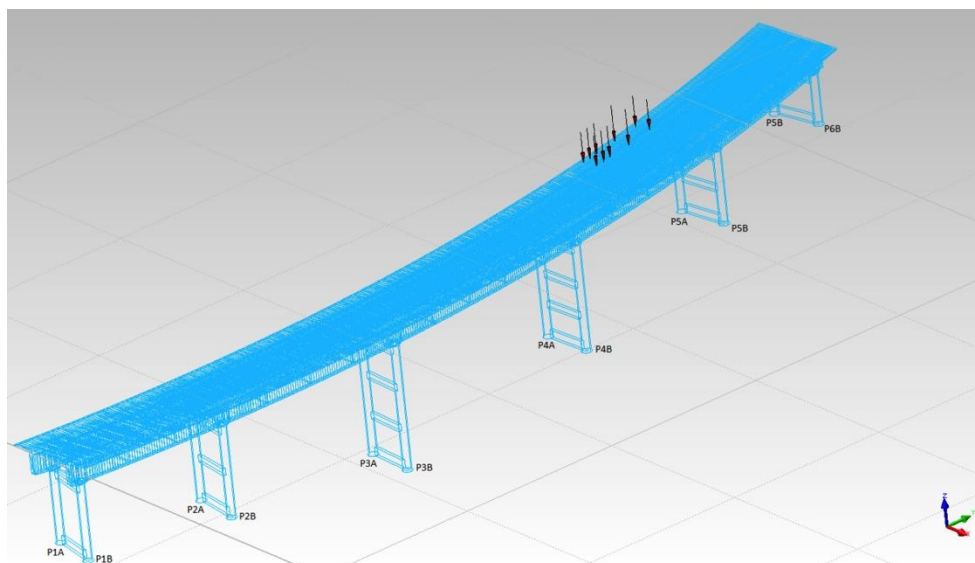


Figura C.19 – Caso 2: trem-tipo sobre a Longarina LA, vão de 26m.

C.3.1.2. Resultados

As comparações entre os resultados obtidos com o ensaio quase estático será feita através do erro relativo dada pela equação abaixo.

$$Erro_{NL} = \frac{Valor_{VP} - Valor_{MN}}{Valor_{VP}}$$

Onde:

$Erro_{NL}$ = é o valor relativo entre o valor do deslocamento medido no monitoramento com o ensaio com o caminhão de prova e o deslocamento obtido na modelagem numérica

$Valor_{VP}$ = deslocamento medido no monitoramento com o ensaio com o caminhão de prova

$Valor_{MN}$ = deslocamento obtido na modelagem numérica

A análise não-linear considerou um passo de carga para o peso próprio (decidiu-se por este número devido ao desconhecimento do processo construtivo da estrutura), enquanto que o veículo de prova apresentou 10 passos de carga, número considerado de boa resposta para esta análise. A Tabela C.5 e a Tabela C.6 mostram os comparativos de deslocamento vertical da Longarina B nos vãos de 26m e 30m, enquanto que os resultados da Tabela C.7 mostram os comparativos para a Longarina A para o vão de 26m-

Tabela C.5 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 30m).

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	5,701	8,487	2,786	3,55	21,52
120.14	5,701	8,513	2,812		20,79

Tabela C.6 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LB (Vão 26m)

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	2,763	4,668	1,905	2,26	15,71
120.14	2,763	4,669	1,906		15,66

Tabela C.7 – Análise Não Linear: Comparativo deslocamento vertical Longarina LA (Vão 26m)

Energia de Fratura (Nm/m ²)	Deslocamento (mm)				Erro Relativo (%)
	Peso Próprio (PP)	Modelo Numérico (MN)	MN - PP	Veículo de prova	
144.20	2,611	4,223	1,612	2,05	21,37
120.14	2,611	4,223	1,612		21,37

Os resultados apresentam dois valores de energia de fratura, conforme sugestão do CEB; utilizou-se valores para a brita média e pequena. Obtendo-se com isto um erro menor que 22%.

C.3.2. Calibração de um modelo linear

Utilizando os dados obtidos nos ensaios de carga controlada apresentados no ANEXO B, foi possível realizar a calibração do modelo linear. O modelo linear foi adotado para a calibração devido ao seu tempo de computação mais rápido e menor número de parâmetros de entrada

quando comparado com o modelo não linear. Sendo assim, como a calibração depende de diversas etapas de iteração, não seria viável realizar este estudo com o modelo não linear.

A literatura apresenta diversos trabalhos onde os modelos analíticos são atualizados utilizando dados de ensaios dinâmicos, no entanto, a calibração através de ensaios estáticos também é de considerável interesse (BANAN; HJELMSTAD, 1994). Como a tarefa de identificar a excitação dinâmica aplicada pelo veículo de teste nos ensaios realizados é uma tarefa bastante complexa, foram utilizados os resultados dos ensaios estáticos na calibração deste modelo.

O processo de calibração dos modelos numéricos consiste, basicamente, em estabelecer parâmetros de entrada para o modelo, construir uma função que quantifica o erro entre as respostas medidas e as obtidas analiticamente e obter os parâmetros do modelo que minimizam esta função de erro. A função de erro pode ser derivada em função de diferenças entre deslocamentos medidos e analíticos, entre forças aplicadas e forças internas e entre deformações medidas e analíticas. Neste trabalho a função de erro foi definida em função dos deslocamentos medidos.

Para a calibração do modelo numérico foi desenvolvida uma rotina no programa MATLAB[®] utilizando o API do programa SAP2000, o qual permite manipular o SAP2000 através de chamadas no MATLAB[®]. Dentro desta rotina é possível escolher as propriedades do modelo que serão ajustadas durante o processo de calibração e quais os resultados que serão acompanhados para comparação com os resultados experimentais. Com estes dados é possível montar uma função objetivo, esta mede a diferença entre a resposta do modelo numérico e o resultado experimental em função das variáveis definidas para o modelo numérico. Em seguida, a rotina, utilizando as ferramentas de otimização nativas do MATLAB[®], faz a minimização desta função objetivo, determinando assim quais os parâmetros considerados ótimos para que o modelo apresente a resposta mais próxima dos resultados experimentais.

Com o objetivo de testar a ferramenta computacional de calibração do modelo, adotou-se apenas o módulo de elasticidade linear como sendo a incógnita do problema. Em aplicações futuras, parâmetros como rigidez dos aparelhos de apoio e dos elementos de fundação podem ser inseridos como incógnitas para a calibração do modelo. Também a título de simplificar o problema

para testar a ferramenta, a função de erro em função da diferença entre os valores medidos e obtidos analiticamente para diferentes pontos do trajeto do veículo de teste foi utilizada.

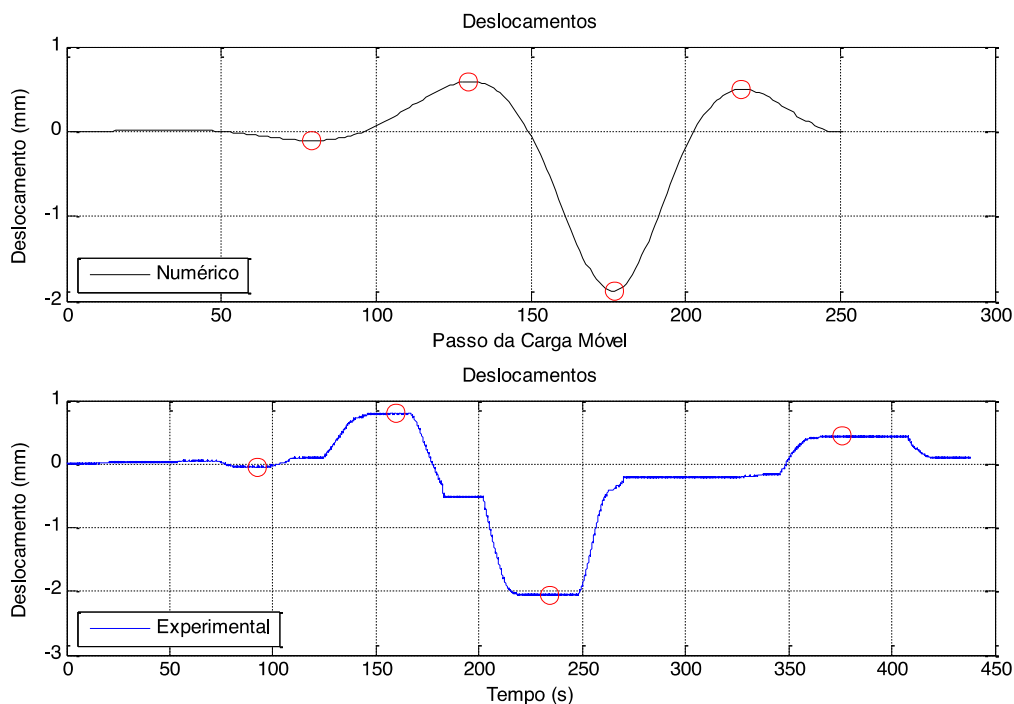


Figura C.20 – Pontos de máximo e mínimo para o deslocamento medido em campo e obtidos numericamente.

Analisando a resposta estática da estrutura para uma carga móvel em função do deslocamento em um ponto da estrutura, foram escolhidos alguns pontos de máximo e mínimo da curva de resposta conforme apresentado na Figura C.20. Desta maneira a função de erro é dada como a norma euclidiana do vetor de diferenças entre os valores medidos e obtidos analiticamente.

O processo de calibração encontrou o valor de 24265,32 MPa para o módulo de elasticidade, as figuras abaixo mostram os deslocamentos(Figura C.21) e deformações(Figura C.22) obtidas pelos modelos comparados com os resultados experimentais.

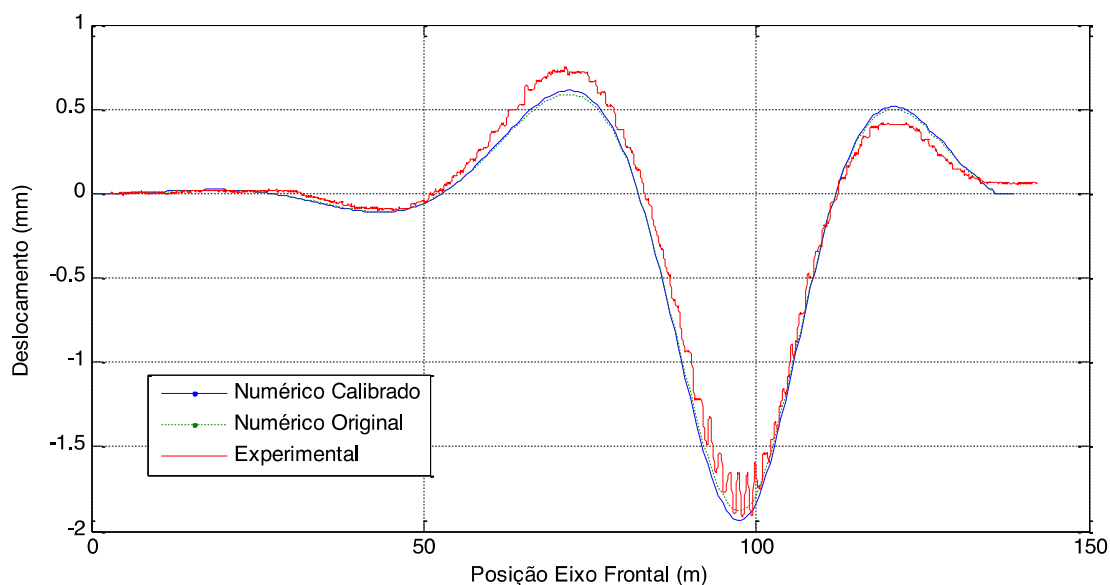


Figura C.21 – Comparação entre os deslocamentos para o ensaio a 20 km/h.

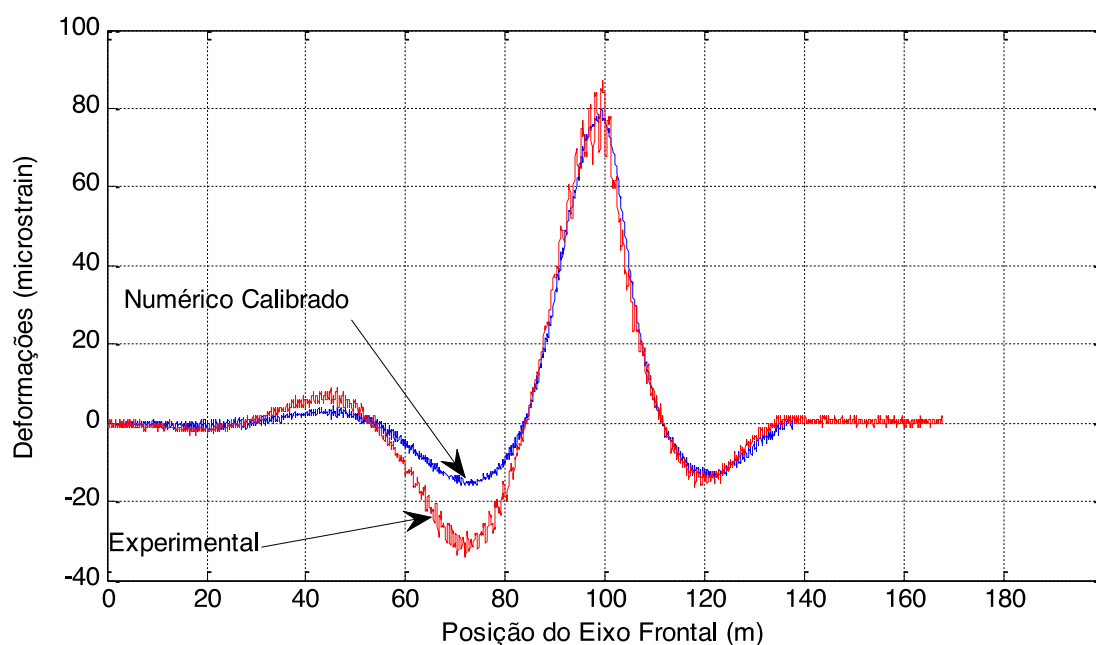


Figura C.22 – Comparação entre as deformações para o ensaio a 20 km/h.

C.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste anexo foram apresentadas as etapas de modelagem por elementos finitos da ponte do Rio Jaguari onde foram estudados modelos lineares e não lineares. A respeito das análises realizadas, pode-se fazer os seguintes comentários:

- O modelo linear apresentou erro na previsão dos deslocamentos na ordem de 20% enquanto que para o modelo linear utilizando a expressão da NBR6118 o erro fica em torno de 5%.
- Devido ao menor número de parâmetro e ao reduzido tempo de processamento, métodos de calibração para os modelos lineares são mais eficientes que para os modelos não lineares.

**ANEXO D. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE LONGA DURAÇÃO: DETALHAMENTO E
INSTALAÇÃO**

D.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo dos sistemas de monitoramento estrutural contínuo é acompanhar a evolução, no tempo, de grandezas físicas de interesse para os engenheiros. Este acompanhamento é feito através do uso de sensores associados a um sistema de aquisição de dados, responsável por condicionar, digitalizar e armazenar os sinais obtidos dos mesmos. No monitoramento de estruturas é comum a medição de grandezas físicas como deslocamentos, deformações, rotações e acelerações. A escolha dos tipos de grandezas físicas a serem monitoradas é fortemente dependente do objetivo da monitoração (KARBHARI; ANSARI, 2009; WENZEL, 2009).

Conforme apresentado no ANEXO B, durante a empreitada de monitoramento de curta duração foram realizadas medidas de deslocamentos, deformações e acelerações. Já para o sistema de longa duração optou-se por utilizar apenas sensores de deslocamento e deformações, esta decisão foi tomada em função de questões técnicas e econômicas. É importante salientar que para aplicações de longa duração os requisitos para os sistema de aquisição e sensores podem ser bastante diferentes. As exigências de durabilidade e confiabilidade de resposta para sistemas de longa duração é consideravelmente maior. Conforme será apresentado nos itens a seguir, para estas aplicações se faz necessário o uso de sistemas de proteção de descargas atmosféricas, sendo que para medições de curta duração, isto, em geral, não se faz necessário.

A infraestrutura necessária para a instalação destes sistemas também é diferente, pontos de energia elétrica e um meio de comunicação para acompanhamento e transferência dos arquivos de dados é desejável ou até mesmo necessário. Sistemas para a passagem de cabos e fixação dos sensores também fazem parte das instalações necessárias em projetos como este.

Os requisitos dos sistemas de aquisição também diferem. Nos monitoramentos curtos é possível usar um sistema de digitalização ligado a um computador que controla a aquisição e armazena os sinais. Sendo que em monitoramentos de longa duração são empregados equipamentos de aquisição com controladores internos que podem comandar a aquisição e armazenar os dados. Estes sistemas também possuem protocolos de comunicação que permitem a transferência dos dados coletados.

Grande parte do trabalho desenvolvido neste projeto diz respeito a concepção, montagem e operação de um sistema de monitoramento de longa duração. Desta forma é importante relatar as experiências obtidas durante o processo, isto é feito neste anexo. Nele estão apresentados o detalhamento e os procedimentos de implantação do sistema de monitoramento de longa duração da Ponte do Rio Jaguari.

D.2. DETALHAMENTO DO SISTEMA

Nesta seção será apresentada a configuração final do sistema de monitoramento desenvolvido, a descrição é uma versão mais elaborada daquela feita no item 7 deste relatório. O projeto do sistema partiu do plano de monitoramento utilizado na empreitada de curta duração e passou por diversas etapas de revisões até chegar a sua versão final. As alterações foram feitas de maneira a atender requisitos técnicos e econômicos impostas pelas novas tecnologias empregadas e objetivos do projeto.

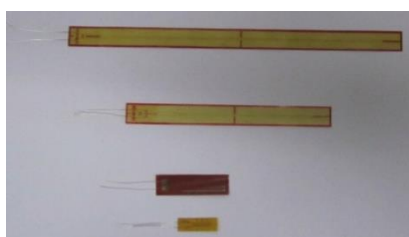
D.2.1. Sensores utilizados no sistema

No sistema de monitoramento estrutural optou-se por empregar duas tecnologias diferentes, uma utilizando sensores resistivos e outra utilizando sensores de corda vibrante. As diferenças entre as tecnologias, discutidas mais adiante, fizeram com que dois sistemas de leitura fossem criados, um para leituras de fenômenos rápidos e outra para fenômenos mais lentos. A tabela abaixo faz um resumo das principais características de cada sistema de medição.

Tabela D.1 – Efeitos medidos e sensores para o monitoramento da ponte do Rio Jaguari.

Sistema	Efeitos Medidos	Sensores
Rápido	Cargas móveis;	- Extensômetro elétrico para armaduras; - Extensômetro de ponte completa BDI para concreto; - Transdutor de deslocamento potenciométrico;
Lento	- Efeitos de temperatura; - Efeitos de degradação;	- Extensômetro de corda vibrante para armaduras e concreto Geokon; - Transdutores de deslocamento de corda vibrante Geokon;

Foram empregados extensômetros de resistência elétrica do fabricante *Kyowa*¹(Figura D.1(a)) para medir deformações nas armaduras, transdutores de deformação de ponte completa do fabricante *BDI - Bridge Diagnostics Inc.*²(Figura D.1(b)) para instalação no concreto e transdutores de deslocamento potenciométricos do fabricante *Gefran*³(Figura D.1(c)) para medir os deslocamentos nos meios de vão e nos apoios. Estes sensores são todos resistivos e, portanto, suas respostas são, em geral, medidas em tensão.



(a)



(b)



(c)

Figura D.1 – Sensores utilizados no sistema de medição rápido.

Os sensores de corda vibrante, ao invés de fornecerem resposta em tensão, têm resposta em frequência, fazendo com que seus sinais sejam menos afetados por ruídos e resistência dos cabos. Desta forma, seu uso é bastante adequado para aplicações em monitoramento geotécnico e de estruturas. No entanto, estes sensores apresentam uma limitação quanto a velocidade de leitura, havendo a possibilidade de leitura em frequências de até 20 Hz utilizando apenas analisadores de espectro especiais. Como as leituras feitas na ponte devem ser feitas de maneira simultânea, seriam necessários analisadores em uma quantidade igual ao de sensores para se poder realizar medidas rápidas com estes aparelhos o que seria economicamente inviável. Para as medidas estáticas, a leitura dos sensores de corda vibrante é feita através do uso de multiplexadores que chaveiam a ligação entre os diversos sensores e um único analisador de espectros.

¹ <http://www.kyowa-ei.com/eng/>

² <http://bridgetest.com/>

³ <http://www.gefran.com/>

No sistema de corda vibrante foram utilizados sensores do fabricante *Geokon*⁴. As grandezas físicas monitoradas pelo sistema de corda vibrante são deformações e deslocamentos, sendo que cada sensor possui um termistor para a medida de temperatura. Os deslocamentos foram medidos para acompanhar as flechas nos meios de vão, os deslocamentos nos aparelhos de apoio e o acompanhamento da abertura de fissuras. Foram utilizados dois tipos de sensores de deformação: o modelo M4150X que foi soldado nas armaduras (Figura D.8) e o modelo M4000 que foi fixado com bases ancoradas no concreto (Figura D.3).



Figura D.2 – Sensor de deformação da armadura – corda vibrante.



Figura D.3 – Sensor de deformação do concreto – corda vibrante.

Em alguns pontos das longarinas foram empregados os transdutores M4422 para medidas de abertura de fissuras (Figura D.4), estes sensores são, essencialmente, sensores de deslocamento com um curso total de 3 mm e capazes de detectar pequenas movimentações (menores que 0,01mm). Outro tipo de sensor para a abertura de fissuras foi empregado em alguns pontos da laje do tabuleiro. O sensor M4420, apresentado na Figura D.5, mede a abertura média de fissuras em

⁴ <http://www.geokon.com/>

um comprimento de 75 cm, o seu curso total é de 4 mm, também permitindo a detecção de variações de deslocamento menores que um 0,01mm.



Figura D.4 – Sensor de abertura de fissuras – corda vibrante.

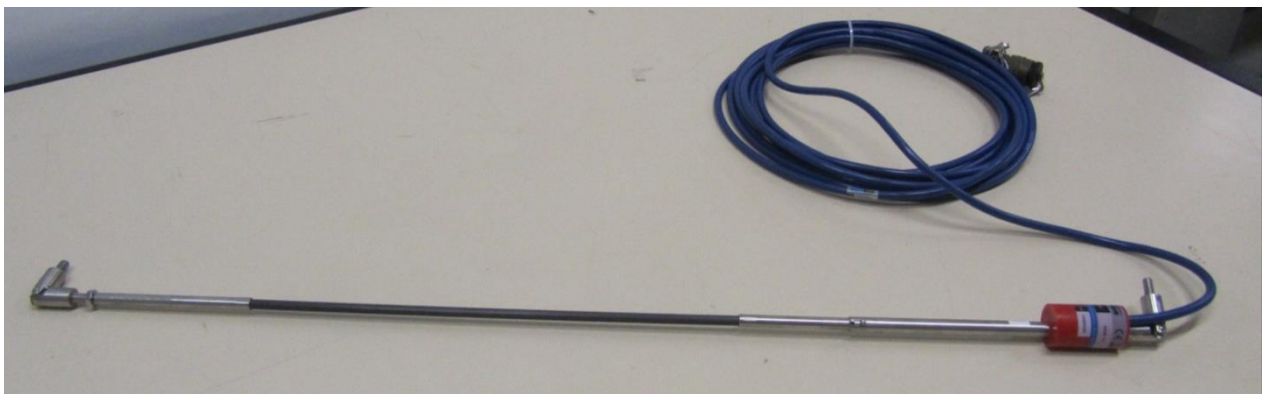


Figura D.5 – Sensor para medição da abertura de fissura nas lajes – corda vibrante.

Para a medição dos deslocamentos nos meios de vão e nos aparelhos de apoio, foram empregados sensores de deslocamento de corda vibrante M4450 com cursos de 25 mm e 50 mm (Figura D.6).



(a) M4450 – 50 mm



(b) M4450 – 25 mm

Figura D.6 – Transdutores de deslocamento de corda vibrante.

D.2.2. Localização dos sensores

O plano de monitoramento foi desenvolvido buscando atender aos objetivos do projeto e se enquadrar dentro das restrições impostas pela geometria da estrutura, condições geográficas e os recursos disponíveis para equipamentos e atividades de instalação.

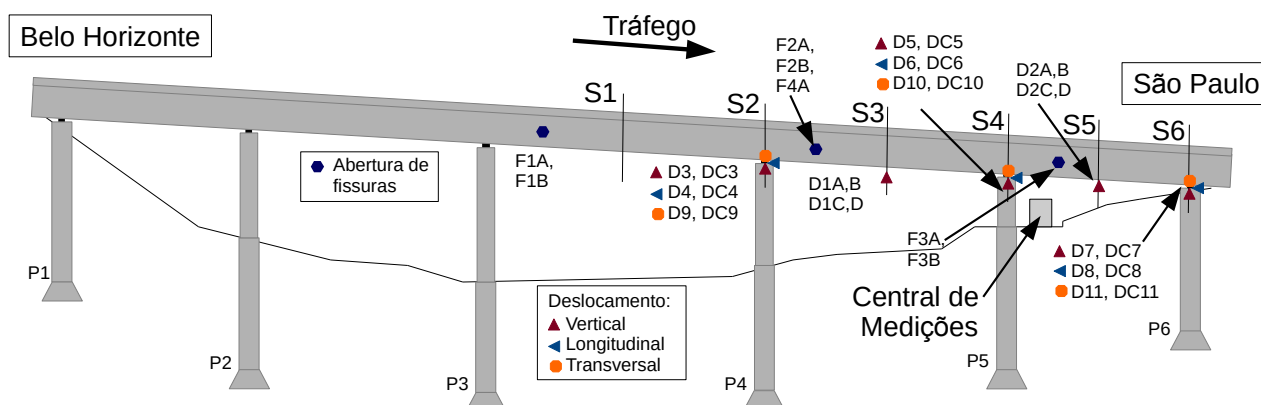


Figura D.7 – Vista do sistema de monitoramento mostrando a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras.

A Figura D.7 mostra a localização dos sensores de deslocamento e abertura de fissuras que foram instalados. Com exceção dos sensores de abertura de fissuras todos os pontos instrumentados são medidos por meio dos sistemas rápido e lento, ou seja, todas as medidas de deslocamentos e deformações são feitas tanto pelo sistema rápido quanto pelo lento. A Tabela D.2 mostra a relação dos sensores instalados divididos por tipo e por sistema de medição.

Tabela D.2 – Relação dos sensores instalados na ponte do Rio Jaguari.

	Sistema Lento	Sistema Rápido
Deslocamentos dos Aparelhos de Apoio	D3,D4,D5, D6,D7,D8, D9,D10,D11	DC3,DC4,DC5, DC6,DC7,DC8, DC9,DC10,DC11
Deslocamento no Meio do Vão Viga 1 (interior à curva)	D1A,D2A	D1C,D2C
Deslocamento no Meio do Vão Viga 2 (exterior à curva)	D1B,D2B	D1D,D2D
Deformações	G1,G2, ... , G19	E1, E2, ... , E19
Abertura de Fissuras na Viga 1	F1A, F2A, F3A,F4A	N.A.
Abertura de Fissuras na Viga 2	F1B, F2B, F3B	N.A.
Abertura de Fissuras na Laje	L1,L2,L3,L4	N.A.

As figuras abaixo ilustram como foi feita a instalação dos dois tipos de transdutores de deslocamento.



Figura D.8 – Transdutores de deslocamento instalados no meio de vão e nos apoios da ponte.

Os transdutores de abertura de fissura que foram instalados nas vigas foram dispostos de acordo com a Figura D.9.

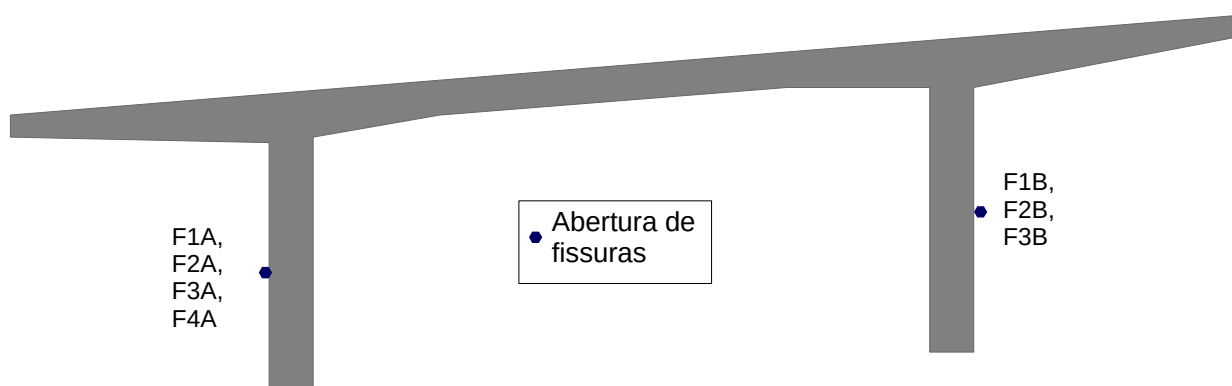


Figura D.9 – Posição dos transdutores de abertura de fissuras instalados nas vigas.

As seções S1, S3 e S5 foram instrumentadas para o acompanhamento das deformações, o posicionamentos destes sensores está apresentado nas figuras a seguir.

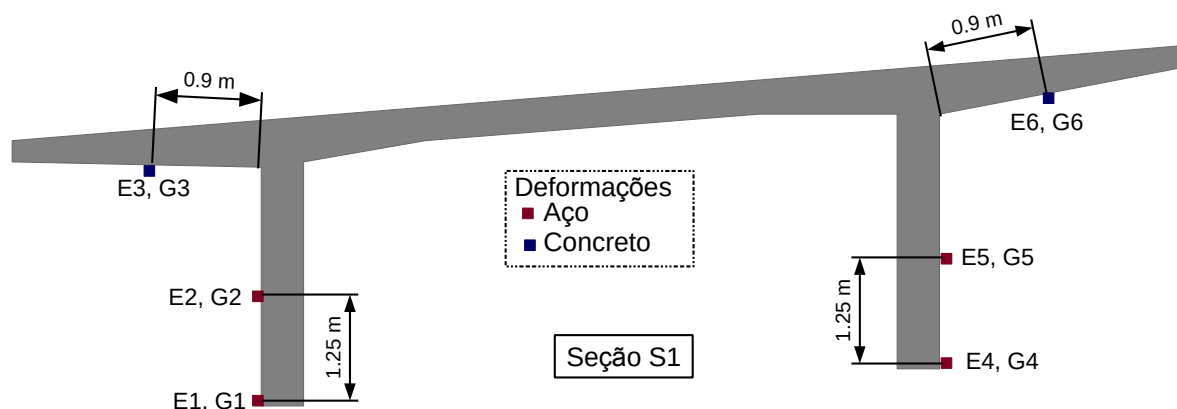


Figura D.10 – Posição dos extensômetros na Seção S1.

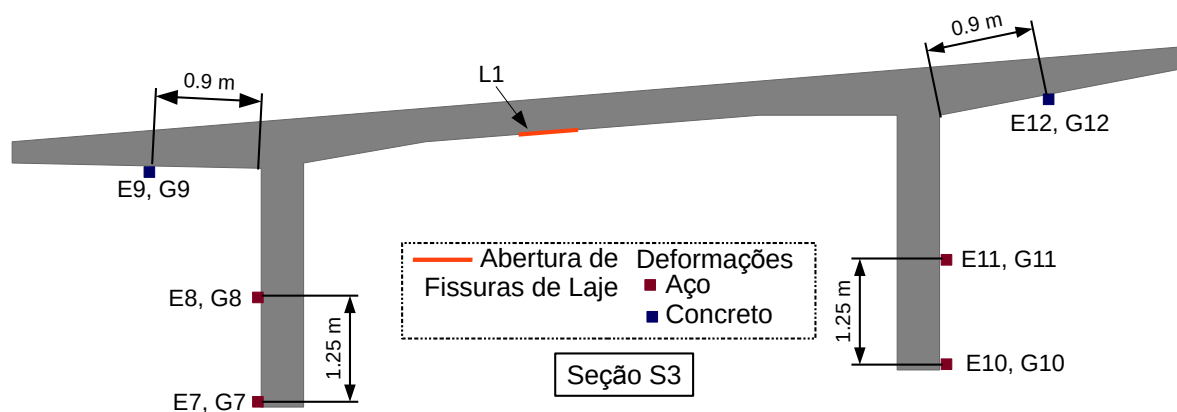


Figura D.11 – Posições dos extensômetros e transdutor de abertura de fissuras na laje na Seção S3.

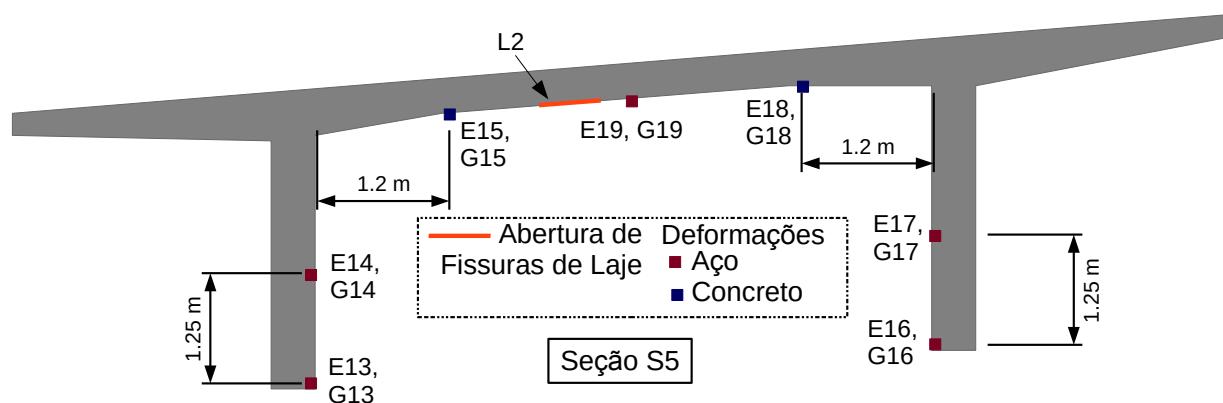


Figura D.12 – Posições dos extensômetros e transdutor de abertura de fissuras na laje na Seção S5.

A título de ilustração as figuras abaixo mostram os extensômetros instalados nas armaduras e no concreto.

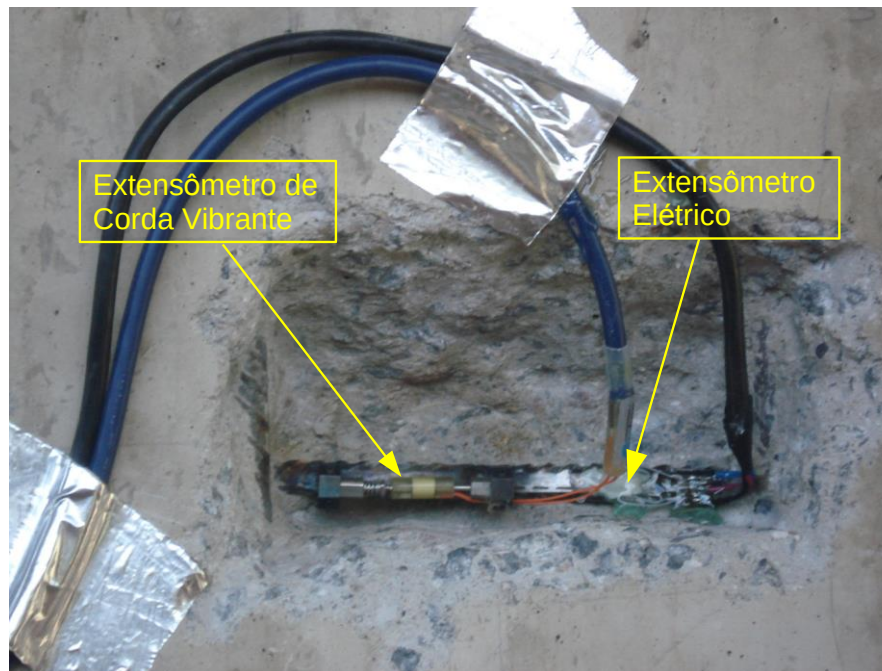


Figura D.13 – Extensômetros instalados nas armaduras.

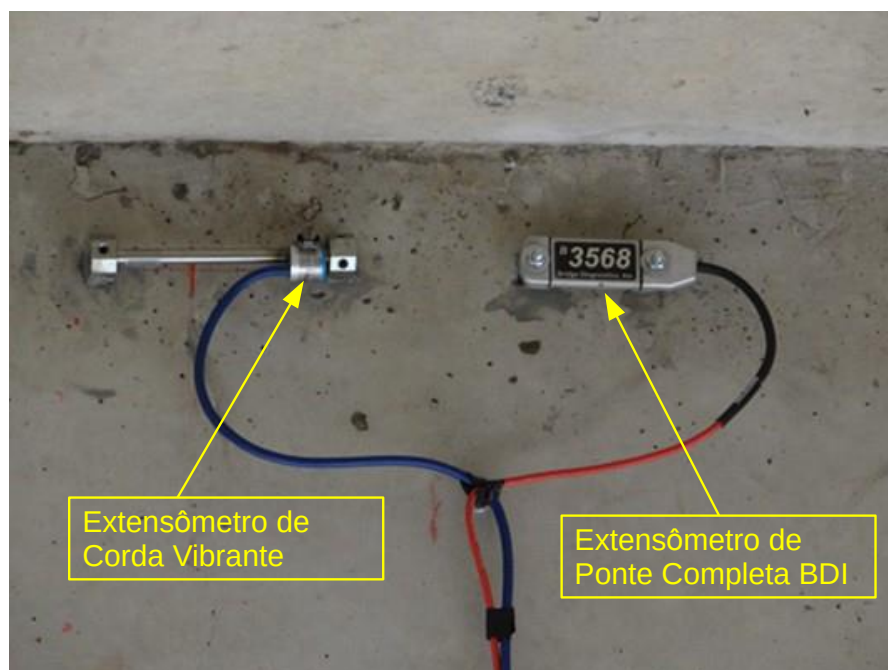


Figura D.14 – Extensômetros instalados no concreto.

Os sensores de abertura de fissuras instalados nas lajes, cujas posições estão apresentadas na Figura D.15. Estes sensores são transdutores de deslocamento que foram adaptados para medir a abertura média de fissuras em uma faixa da laje de 75 cm (ver Figura D.16).

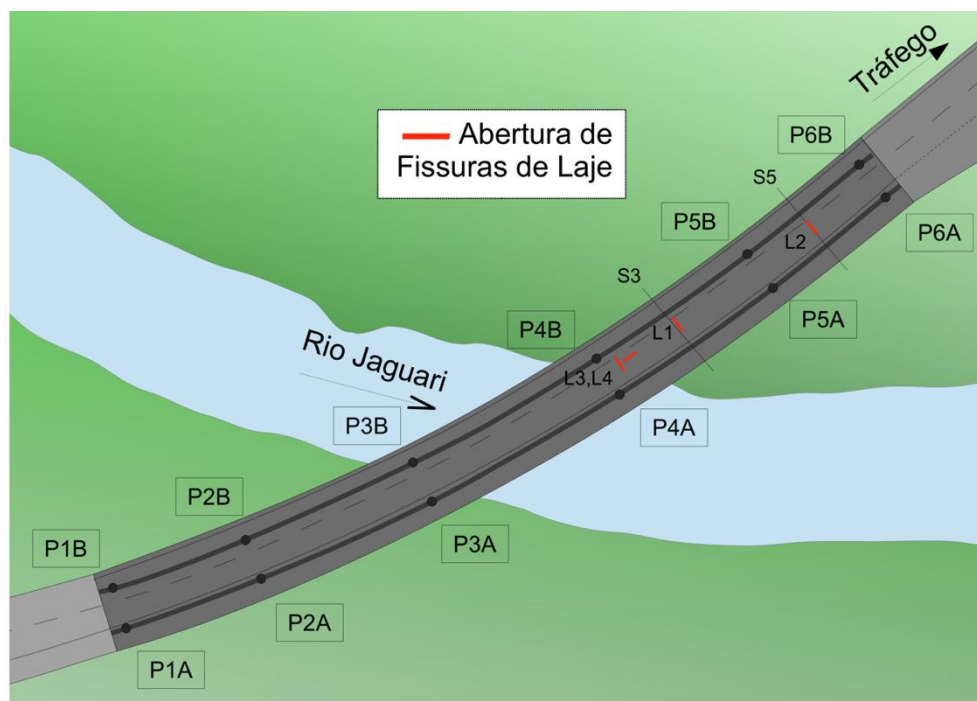


Figura D.15 – Posição dos transdutores de abertura de fissura em lajes.

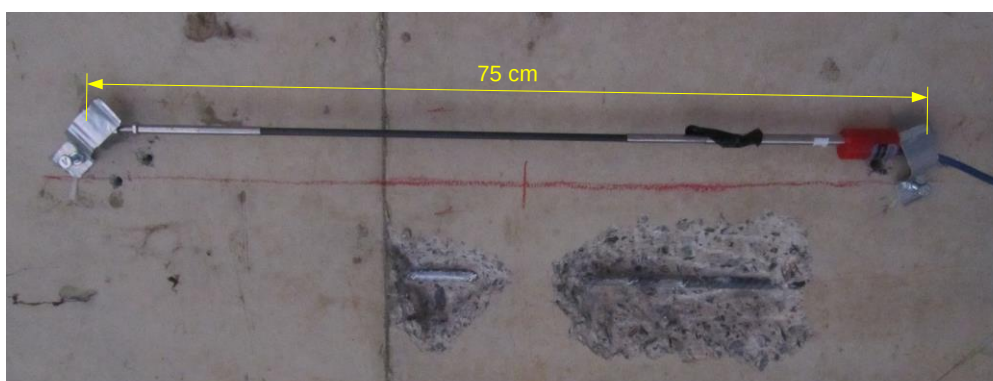


Figura D.16 – Transdutor de abertura de fissura em lajes.

D.2.3. Câmera de monitoramento do tráfego

Para auxiliar na interpretação dos sinais coletados uma câmera para monitoramento de tráfego foi instalada próximo ao encontro do lado São Paulo da ponte (Figura D.17). A Figura D.18 mostra um exemplo de uma imagem capturada pela câmera. Como será apresentado adiante, a captura das imagens é feita através da programação do sistema de aquisição de dados para os fenômenos rápidos.

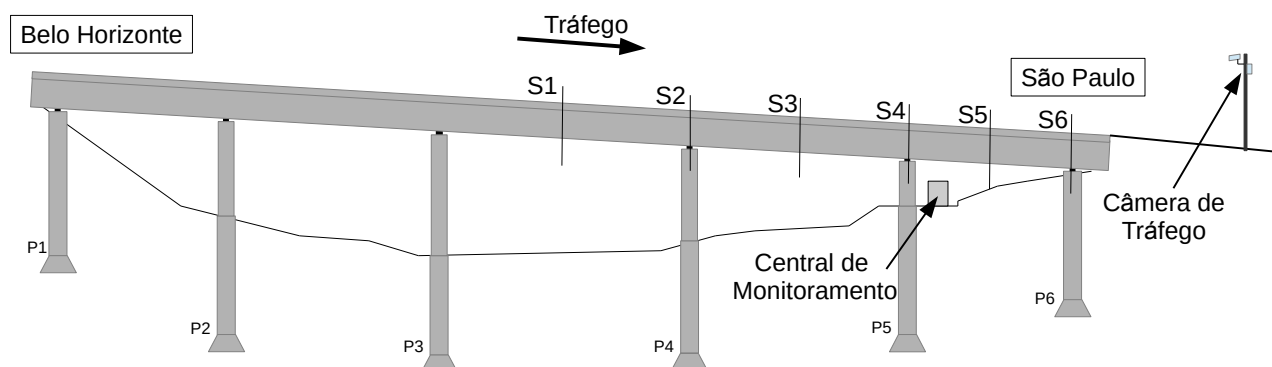


Figura D.17 – Localização da câmera de monitoramento de tráfego e central de monitoramento.



Figura D.18 – Exemplo de imagem obtida pela câmera de monitoramento de tráfego.

D.2.4. Sistema de aquisição de dados

Devido as diferenças entre as tecnologias e velocidade de leitura necessárias para realizar o monitoramento dos fenômenos lentos e rápidos, foi necessário empregar dois sistemas de aquisição. O sistema de aquisição de dados é o sistema eletrônico responsável por realizar o condicionamento, a digitalização e o armazenamento dos sinais provenientes dos sensores. Neste

projeto foram utilizados os sistemas *CompactRIO* da *National Instruments*⁵ para o sistema rápido e o MICRO-1000 da *Geokon*[®] para o sistema lento, a Figura D.19 mostra o arranjo destes sistemas na central de monitoramento.

Conforme apresentado na Figura D.19, os sensores de corda vibrante são conectados a multiplexadores que, através de um mecanismo de chaveamento eletromecânico, permite a conexão de múltiplos sensores em um único canal do MICRO-1000. Uma câmera é utilizada para fazer o monitoramento do tráfego sobre a ponte, o sistema *CompactRIO* foi programada para, além de digitalizar os sinais dos sensores, também acessar e gravar as imagens dos veículos sobre a ponte durante a aquisição dos dados. Através de um sistema de disparo de leitura digital que foi programado no *CompactRIO*, registros para cada veículo ou grupo de veículos (no caso de veículos que passam próximos um ao outro) são armazenados a taxas de 100 amostras por segundo, enquanto que, o MICRO-1000 gera registros a cada 15 minutos. Ambos os sistemas estão interligados através de um circuito eletrônico que emite um sinal do *CompactRIO* para o MICRO-1000 notificando que a ponte encontra-se descarregada e que o sistema lento pode fazer a leitura. Estes registros são enviados via Internet para um servidor na Universidade de São Paulo para armazenagem permanente.

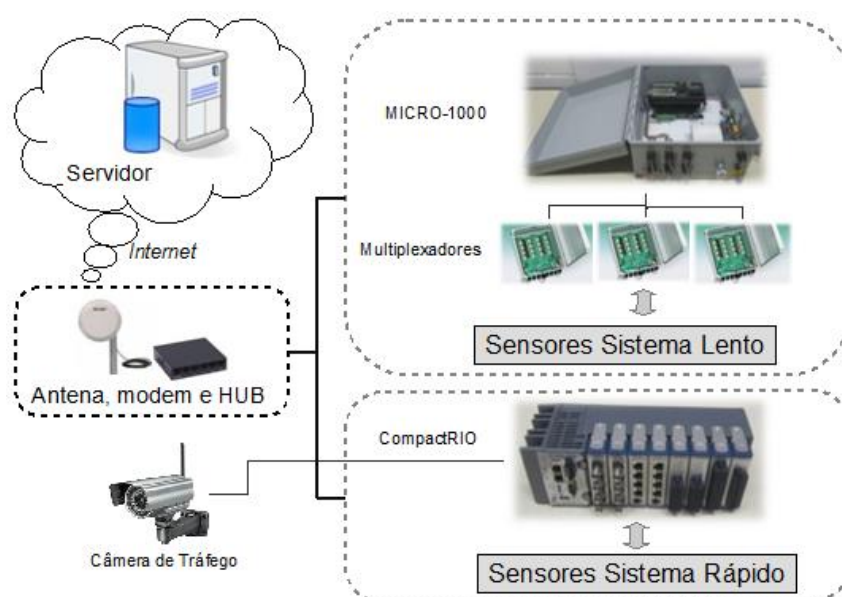


Figura D.19 – Esquema da central de monitoramento instalada na ponte sul do Rio Jaguari.

⁵ <http://www.ni.com/>

O sistema *CompactRIO* é um sistema de controle e medição que pode ser configurado para a leitura de diferentes tipos de sensores através de módulos (Figura D.20). Para a leitura dos extensômetros elétricos, transdutores de deformação e sensores de deslocamento foram utilizados módulos de $\frac{1}{4}$ de ponte, ponte completa e tensão, respectivamente.



(a) *CompactRIO*



(b) Módulo voltagem



(c) Módulo ponte completa



(d) Módulo $\frac{1}{4}$ de ponte

Figura D.20 – Sistema de aquisição de dados *CompactRIO* – *National Instruments*.

O sistema MICRO-1000 da Geokon® é composto pelo datalogger CR1000 e o analisador de espectros de corda vibrante AVW200, ambos fabricados pela Campbell Scientific®. Neste sistema o CR1000 é responsável pelo controle da medição enquanto que, o AVW200, faz a coleta do sinal de frequência vinda do sensor. O MICRO-1000 também possui circuitos eletrônicos para o controle de seis multiplexadores e controle da fonte de alimentação.



Figura D.21 – Sistema MICRO-1000.

Para proteger contra o acúmulo de poeira e outros agentes presentes no ambiente e para melhor organizar os cabos de sinais dentro da central de monitoramento, os sistemas foram instalados dentro de caixas de proteção conforme a Figura D.22.

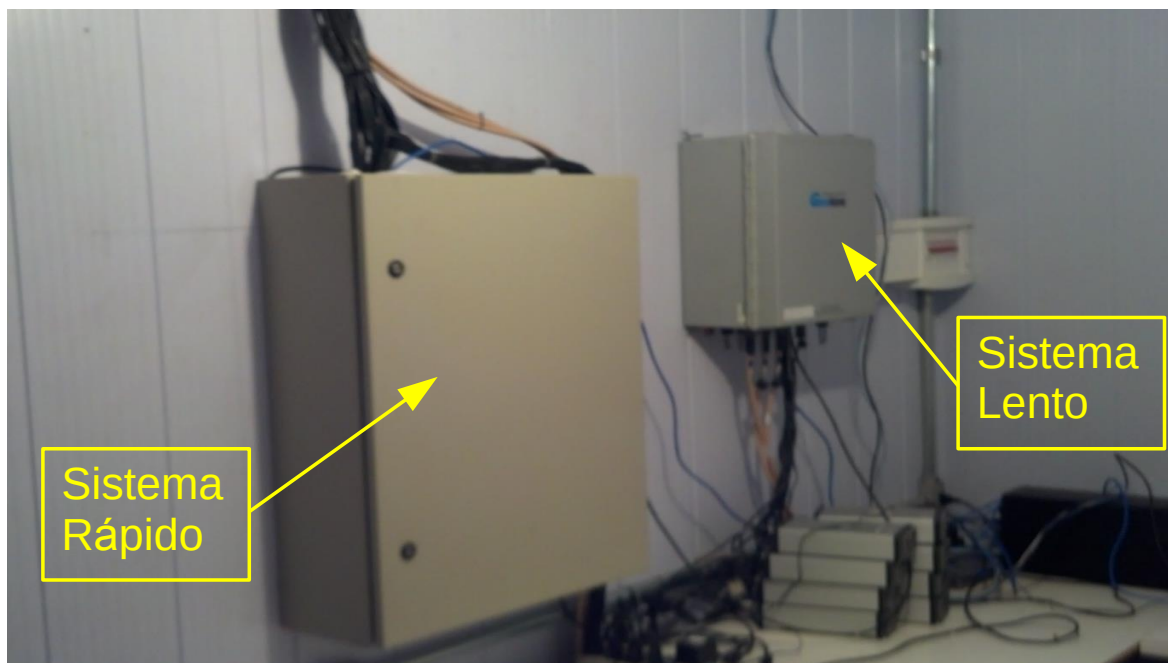


Figura D.22 – Caixas de proteção dos sistemas de aquisição.

Conforme apresentado na Figura D.17 a central de monitoramento fica localizada em um container sob a ponte próximo dos pilares P5 (Figura D.23).



Figura D.23 – Container instalado para a central de monitoramento.

D.2.5. Sistema de visualização *on-line*

D.2.5.1. Sistema lento

No servidor na Universidade de São Paulo, os dados brutos do sistema lento são disponibilizados através da plataforma Web, Vista Data Vision⁶ (disponível para acesso através do link <http://143.107.97.113/vdv> para acesso o leitor pode usar as seguintes credenciais: nome de usuário: **visitante** e senha: **JAGUARI2014**). A figura abaixo mostra um exemplo de uma página de gráfico que este sistema é capaz de gerar.

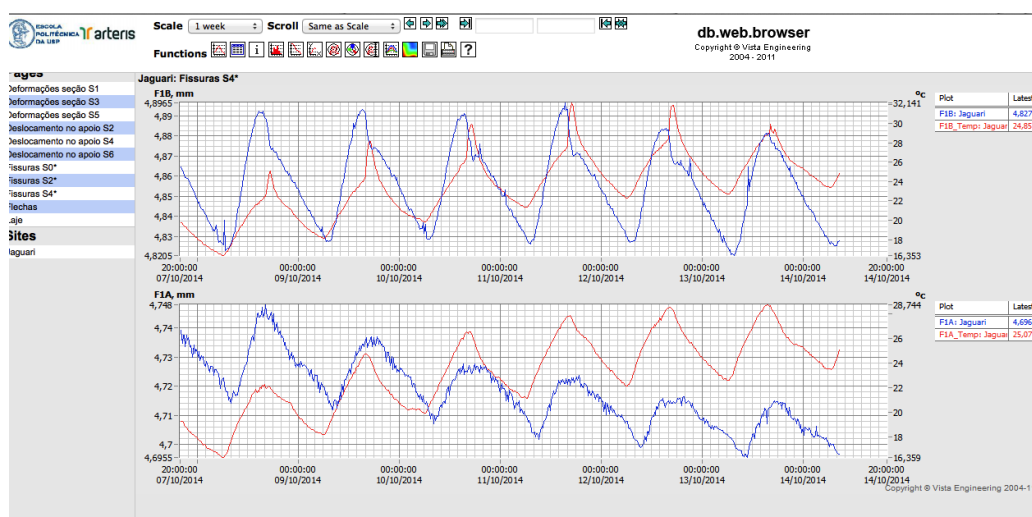


Figura D.24 – Página gerada pelo sistema Vista Data Vision para os dados do sistema de corda vibrante instalado na ponte do Rio Jaguari.

⁶ <http://www.vistadatavision.com/>

Este sistema é configurado para buscar novos registros no arquivo de dados e adicioná-los ao banco de dados. Através do mesmo software é possível configurar as páginas e gráficos que são apresentados para os usuários da interface.

D.2.5.2. Sistema rápido

Para a visualização dos dados coletados pelo sistema de monitoramento rápido, foi desenvolvido uma plataforma utilizando a tecnologia *Java Server Pages*. Através desta página (Figura D.25) é possível visualizar todos os registros de carregamento armazenados no servidor. Acesso a este sistema pode ser feito através do link <http://143.107.97.113/servlet> para acesso o leitor pode usar as seguintes credenciais: nome de usuário: **visitor** e senha: **jaguari2014**.

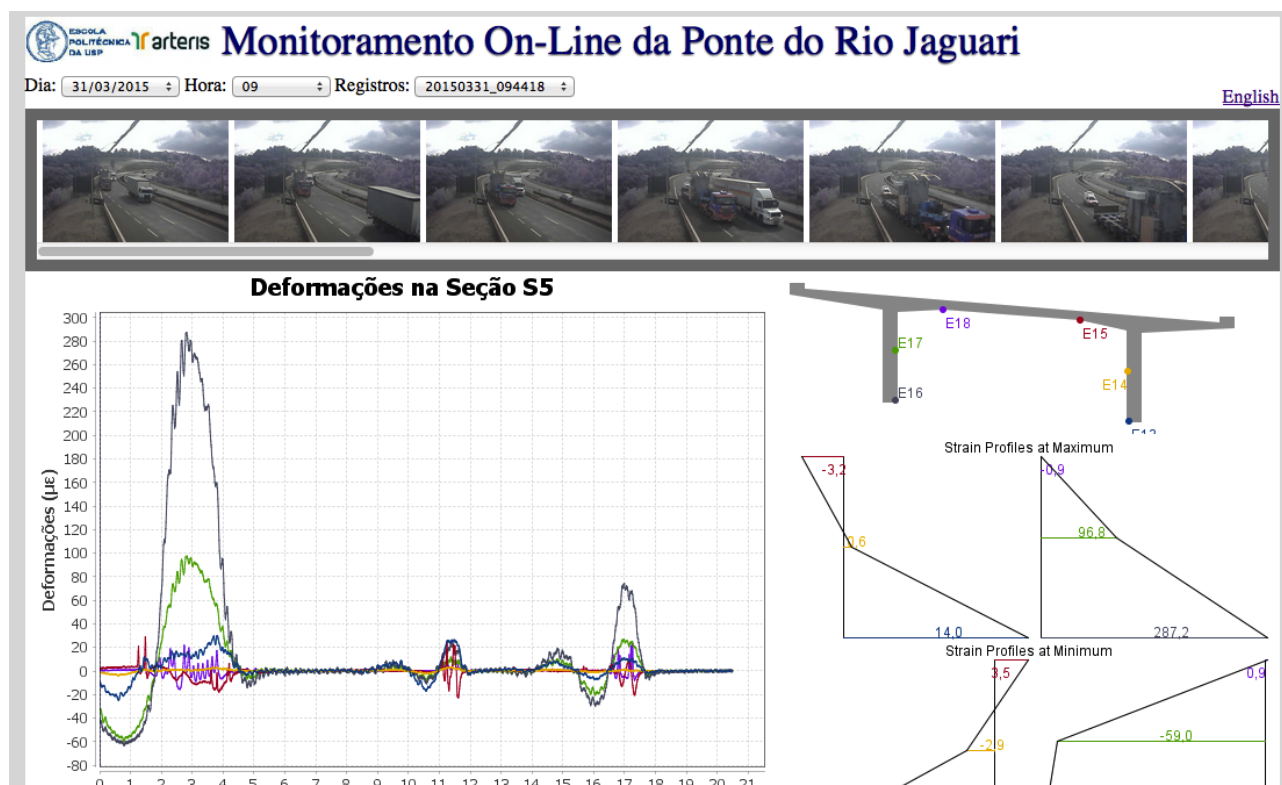


Figura D.25 – Interface web para visualização dos do sistema de monitoramento rápido.

O conjunto de ferramentas da interface Web foi desenvolvida utilizando as tecnologias *HTML*, *Javascript*, *Java Server Pages (JSP)* e *Servlets*, cuja escolha foi feita devido a robustez que as mesmas fornecem. As tecnologias *JSP* e *Servlet* são soluções baseadas na linguagem de programação *Java* para o fornecimento de conteúdo dinâmico através da web. Já as linguagens

Javascript e *HTML* fazem parte de praticamente todas as páginas disponíveis na internet e portanto também estão sendo utilizadas no desenvolvimento da interface.

A interface consiste em uma página que lista as datas das medições, as horas medidas dentro do dia e os registros feitos em cada hora. Ao se selecionar um dos registros, é possível usar os links na imagem do plano de monitoramento para apresentar o gráfico dos sensores selecionados. Cada link na imagem da Figura D.26 está vinculada a um conjunto de sensores do sistema rápido.

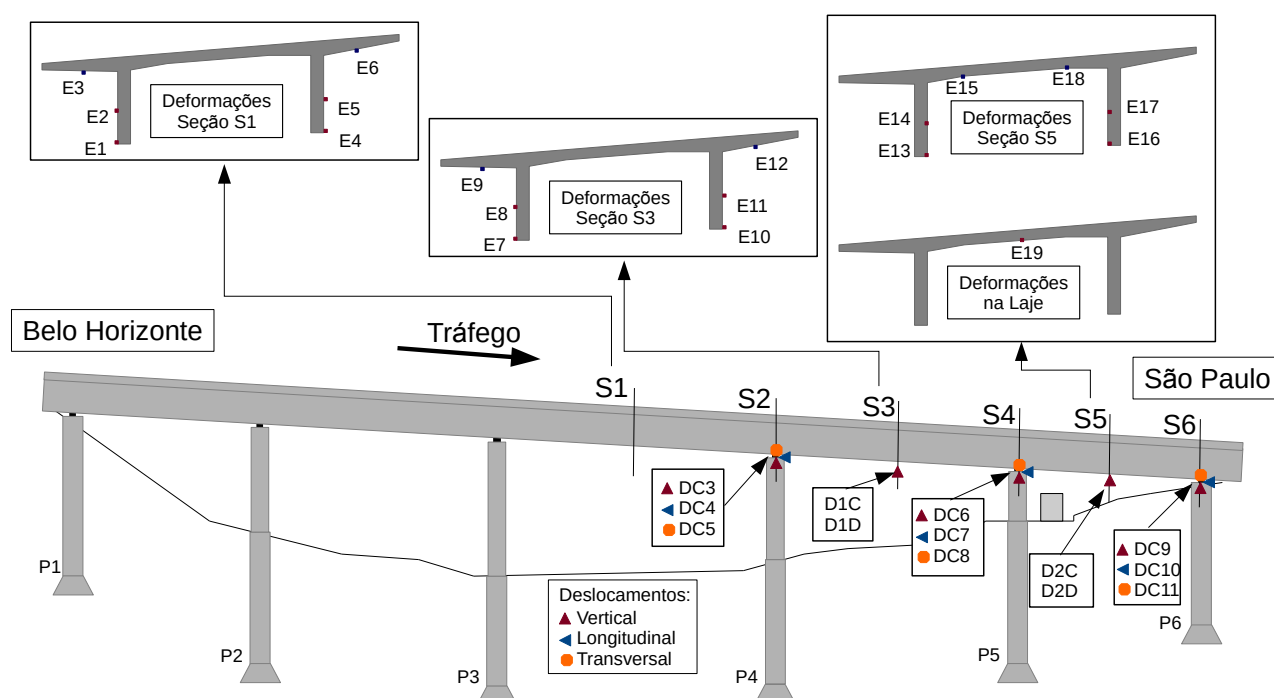


Figura D.26 – Imagem com o plano de monitoramento.

Para realizar esta tarefa foram desenvolvidos *Servlets* que buscam os conteúdos das pastas e listam os registros armazenados pelo sistema no servidor (Figura D.27). *Servlets* são programas que executam tarefas no servidor e retornam algum conteúdo para o cliente web (usuário que acessa a página). O uso destes permite isolar os arquivos de dados e imagens do usuário, ou seja, todos os dados de monitoramento não ficam disponíveis ao usuário, o acesso somente pode ser feito através dos *Servlets*.

Caixas Para a Seleção do Registro



Imagens do Registro

Figura D.27 – Barra de navegação da interface web.

Ao ser executado esta ferramenta busca e retorna como saída uma lista de arquivos. Usando *Javascript* esta lista é transformada em um componente gráfico para que o usuário faça a seleção da hora e do registro que deseja visualizar. Quando um registro é selecionado, as imagens capturadas pela câmera são carregadas no topo da página (Figura D.27) e os links no plano de monitoramento são atualizados para gerarem os gráficos (Figura D.28) ao serem selecionados.

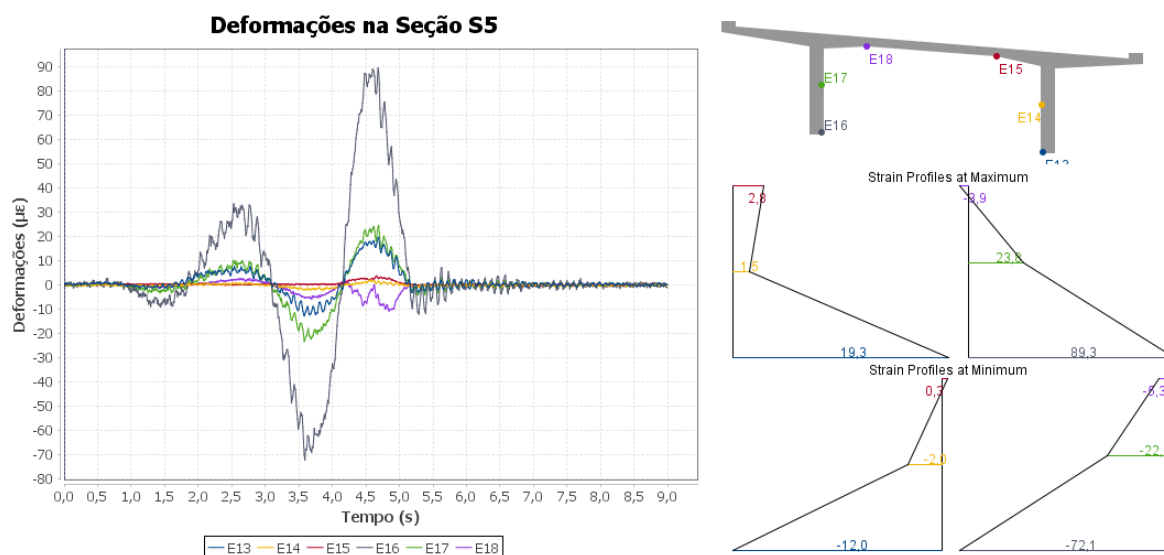


Figura D.28 – Gráfico dos resultados do sistema rápido de medições.

Ao clicar nas imagens reduzidas é possível ver uma versão maior da imagem conforme mostra a Figura D.29.



Figura D.29 – Visualização das imagens capturadas pela câmera através da interface Web.

D.3. TESTES DOS SENSORES

Para garantir bom desempenho do sistema de medição, algumas medidas foram tomadas em laboratório para verificar o desempenho de certos componentes. Como um dos principais problemas na utilização de extensômetros de resistência elétrica em medições de longa duração é o descolamento do mesmo, um tipo especial de cola foi utilizado. Para certificar-se do seu desempenho foi realizado um teste de aderência realizando um ensaio com altas deformações. Por se tratar de uma tecnologia com a qual o grupo de pesquisa possuía pouca experiência, optou-se também por testar os transdutores de deformação de corda vibrante. Os procedimentos e resultados destes testes estão apresentados neste item.

D.3.1. Teste da resistência de colagem e máxima deformabilidade

O objetivo principal deste teste foi a verificação da deformação máxima que o extensômetro suporta, considerando as características fornecidas pelo fabricante juntamente com o teste de resistência da cola, *Super Glue X60* fornecida pela HBM® do Brasil⁷.

Para isso, foi desenvolvido um modelo de ensaio constituído por um corpo de prova (viga em balanço) e um cilindro metálico conforme pode ser visualizado na Figura D.30. Sobre este cilindro ocorrerá a rotação controlada da viga em balanço, sendo que o diâmetro do cilindro limitará a

⁷ <http://www.hbm.com>

deformação máxima a ser obtida no ensaio. Para medir a deformação máxima, utilizou um extensômetro do tipo KFG-20-120-CI-11 da *Kyowa*® que suporta deformação de até $\varepsilon=0,05$.

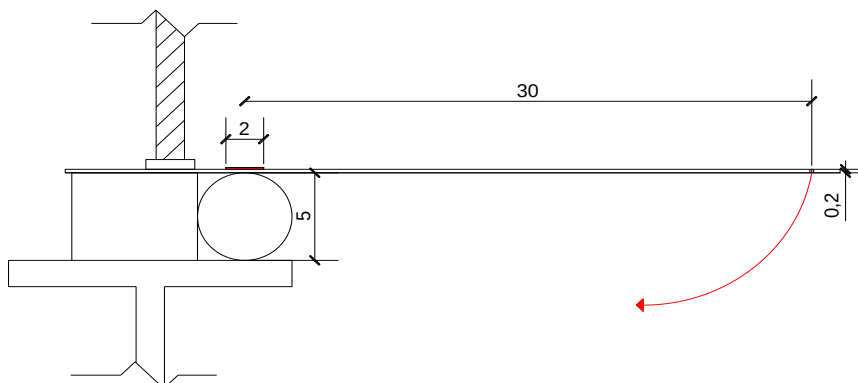


Figura D.30 – Esquema de ensaio.

A verificação analítica dos resultados pode ser feita com base na hipótese de Bernoulli, ou seja, as seções planas continuam planas após a deformação. Assim, para uma seção transversal retangular, obtém-se a seguinte relação entre deformação e curvatura (vide Figura D.31):

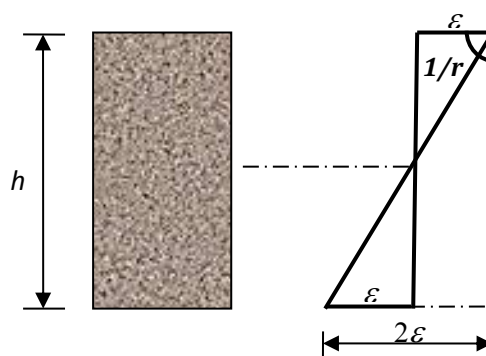


Figura D.31 – Distribuição das deformações ao longo da altura da seção.

$$\frac{2 \cdot \varepsilon}{h} \cong \frac{1}{r} \quad (1)$$

Onde:

- ε é a deformação;
- h , é a altura da seção transversal;
- r , é o raio de curvatura;

Para realização desse ensaio foi escolhida uma barra de aço com espessura média de 2mm, e um cilindro com 50,00mm de diâmetro. Considerando estes parâmetros dimensionais foi calculado que a deformação máxima na barra limitada pelo cilindro é de $\varepsilon=40.000\mu\varepsilon$

Também foi calculado a deformação aproximada de escoamento, levando em consideração um módulo de elasticidade comum ao aço de 210GPa e tensão de escoamento de 250MPa. Para essas características do material, a deformação de escoamento seria $\varepsilon=1190\mu\varepsilon$.

D.3.1.1. Preparação do ensaio

A preparação do corpo de prova obedeceu as seguintes etapas:

- a) Foi lixado o local de fixação do extensômetro e terminal, primeiro com uma lixa 220, para eliminar as maiores imperfeições e em seguida com uma lixa 100. O lixamento deve ser executado em várias direções, evitando que o local fique marcado com uma direção predominante;
- b) Limpeza do local lixado com acetona. Deve-se limpar toda a região onde será feita a instalação;
- c) Fixação do extensômetro e terminal com fita adesiva para facilitar a colagem. A fita adesiva deve ser posicionada até a metade do terminal ou extensômetro, desta forma o excesso de cola pode escoar, sem prejudicar o funcionamento do extensômetro;
- d) Para este teste foi utilizada a cola X60 da HBM. Misturam-se os componentes A (reagente em pó) e B (catalisador líquido) em proporção de 1:1 aproximadamente. Para isso foi utilizado o medidor e um recipiente de mistura, mexendo até formar uma substância homogênea. Em seguida, a mistura foi espalhada pela superfície abaixo do extensômetro posicionado, com o auxílio de uma película plástica para remover o excesso e garantir que toda a superfície fosse coberta com cola; deve-se pressionar o sensor coberto pela película plástica por aproximadamente 2 minutos. A Figura D.32 mostra uma foto dos componentes da cola e a Tabela D.7 apresenta as suas características.



Figura D.32 – Cola à base de metil metacrilato X60.

Tabela D.3 – Especificações técnicas da cola metil metacrilato X60.

Coeficiente de expansão térmica, α	1/K	$35...40 \times 10^{-6}$
Condutividade térmica	kcal	0,17
Módulo de elasticidade após endurecimento	GPa	13
Retração de cura em função da relação de mistura 1:4 1:2 1:1	%	4,0 6,6 10,0
Temperatura limite para medidas de deformação	°C	-200... +80

- e) Soldagem dos fios do extensômetro no terminal. É preciso ficar atento para que o estanho de um fio não entre em contato com o estanho do outro. A Figura D.33 apresenta o extensômetro e o terminal, já com os fios soldados;

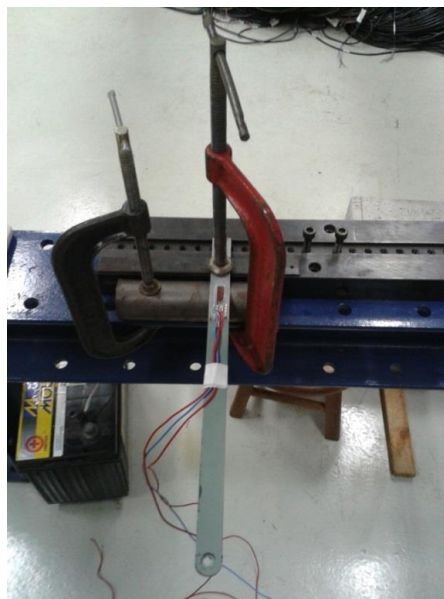


Figura D.33 – Corpo de prova com extensômetro colado.

D.3.1.2. Execução do ensaio

Antes de iniciar o ensaio foi medida a resistência inicial (R_0) do extensômetro e o offset (R_{off}) de leitura no multímetro. Em seguida, o sensor foi ligado ao bloco de $\frac{1}{4}$ de ponte do equipamento de medição SCXI da *National Instruments*(NI). O ensaio foi executado em duas etapas, na primeira delas a barra foi carregada com três pesos diferentes denominados de P1, P2 e P3, os quais causaram deformações inferiores às de escoamento.

Na segunda parte do ensaio, o objetivo era verificar o ponto de ruptura do extensômetro ou da cola utilizada para o teste e, para isso, a barra foi sendo deformada gradativamente em torno do cilindro. Sabendo que o sistema NI tem um fundo de escala na leitura de pouco mais de $10.000\mu\epsilon$, nas medições de deformações mais elevadas abandonou-se o sistema da NI e utilizou-se o multímetro digital para prosseguir com as leituras.

O último valor medido com o sistema NI foi de $10.500\mu\epsilon$. Para fins de verificação, a barra foi mantida com a mesma deformação até que fosse possível ler a resistência (R_1).

Pelo multímetro, foi lida a variação de resistência a cada deformação aplicada. Para obter-se o valor da deformação através da resistência, utiliza-se a seguinte relação:

$$GF \equiv \frac{\frac{\Delta R}{R}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad (2)$$

Onde:

- GF é gauge factor, constante do sensor;
- ΔR é a variação da resistência;
- R, é a resistência inicial;
- $\Delta L/L$ é a deformação específica ε

Considerando o gauge factor do extensômetro igual a 2 como indicado na embalagem do sensor, e a resistência inicial medida (R0) é possível obter o valor da deformação.

Por fim, realizadas três medidas de resistência (R1), (R2) e (R3), o extensômetro foi levado a ruptura para se observar o comportamento da cola em condições extremas de deformação.

D.3.1.3. Resultados

Os resultados obtidos são apresentados abaixo:

-Leituras iniciais:

$$R_{off}=0,1\Omega$$

$$R_0=120,8\Omega-0,1\Omega=120,7\Omega$$

A resistência de isolamento também foi medida e constatou-se que é superior a 2000M Ω .

A primeira etapa do ensaio gerou resultados expressos na Tabela D.7 e no gráfico da Figura D.34.

Tabela D.4 – Deformações medidas pelo sistema NI.

Identificação	Massa (Kg)	Deformação ($\mu\varepsilon$)
P1	0,616	369
P2	1,134	658
P3	1,183	687

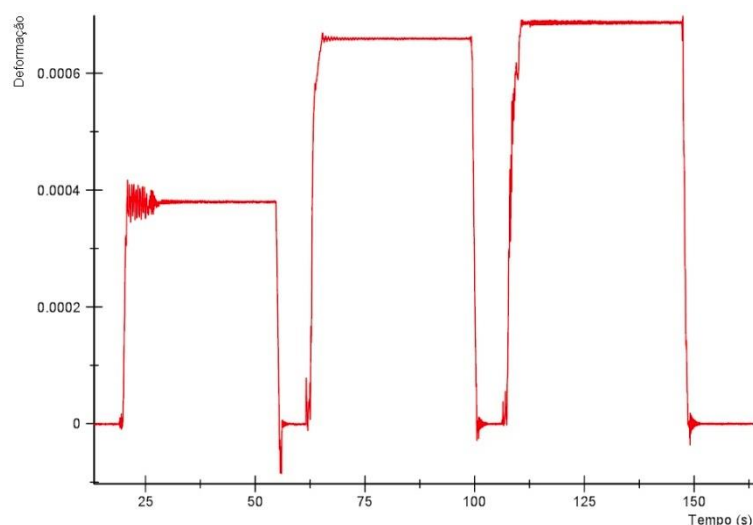


Figura D.34 – Deformações medidas para os pesos P1, P2 e P3.

O gráfico da Figura D.34 mostra que as deformações impostas pelos pesos P1, P2, P3 estão dentro da fase elástica do material. Após a retirada do peso, a deformação volta ao patamar inicial, sem deixar resíduo.

Na etapa posterior, as leituras foram feitas com o multímetro. As resistências medidas foram penalizadas do offset de $0,1\Omega$ do próprio equipamento. Em seguida o ΔR foi obtido subtraindo a resistência medida da resistência inicial (R_0) e a deformação ε foi calculada através da equação (2). Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela D.4.

Tabela D.5 – Deformações obtidas até o limite de deformação máximo da barra.

Leitura	$R(\Omega)$	$\Delta R(\Omega)$	$\varepsilon(\mu\varepsilon)$
1	123,3	2,6	10770
2	127,4	6,7	27754
3	130,1	9,3	38525

Em seguida, a barra foi submetida à deformação máxima, limitada pelo diâmetro do cilindro. Não foi observada qualquer falha de colagem, mostrando que o extensômetro manteve-se solidário à barra em todas as etapas do ensaio. Na Figura D.35 observa-se a barra já plastificada, após ser deformada até o limite e o extensômetro ainda solidário a barra.

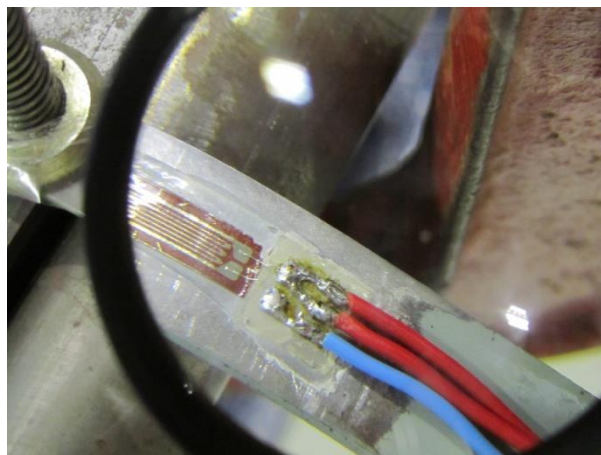


Figura D.35 – Condição do extensômetro após a deformação máxima da barra.

O sistema de aquisição de dados SCXI utilizado (*National Instruments*) atendeu a especificação de medir até $10.000\mu\epsilon$, como esperado. A deformação máxima atingida experimentalmente se manteve muito próxima da deformação calculada, apresentando uma diferença de apenas 3,6%, o que demonstra a confiabilidade dos sinais medidos.

D.3.2. Teste da tração em barra de aço

O objetivo deste teste foi verificar a eficiência do sensor de corda vibrante em comparação com o extensômetro elétrico. Para isso foi realizado um teste de tração em uma barra de aço no qual as deformações foram medidas usando um sensor de corda vibrante do tipo M4150X em comparação com as medidas tomadas a partir do extensômetro elétrico.

Na Figura B.7 mostra-se a barra de aço colocada na máquina de ensaio.



Figura D.36 – Ensaio de tração na barra de aço.

D.3.2.1. Preparação do ensaio

As etapas necessárias para a preparação do corpo-de-prova estão descritas abaixo:

- a) Retirada das ranhuras e polimento da região onde serão colados os sensores. Para a retirada das ranhuras existente nas barras de armadura utilizou-se uma lixadeira elétrica até que a superfície ficasse lisa; em seguida, o polimento da superfície se deu com lixa manual;
- b) Limpeza do local lixado com acetona. Deve-se limpar toda a região onde será feita a instalação;
- c) Fixação dos terminais do sensor de corda vibrante por meio de solda oxiacetileno. Após a fixação dos terminais, o sensor foi colocado entre os terminais, tomando-se o cuidado de fixá-lo corretamente. A Figura B.8 mostra o sensor sendo colocado entre os terminais;



(a)



(b)

Figura D.37 – Instalação do sensor de corda vibrante: (a) colocação do sensor entre os terminais; (b) vista com os dois sensores instalados.

- d) Fixação do extensômetro e terminal com fita adesiva e cola a base de metil metacrilato. Neste caso, utilizou-se a cola X60, seguindo os mesmos procedimentos descritos no item D.3.1.1.

D.3.2.2. Execução do ensaio

Foram feitos três ciclos de carga e descarga, sendo que a carga foi aplicada em intervalos de 2.000 kg, partindo-se de uma carga inicial de 500 kg. A carga máxima aplicada foi de 11.000 kg,

garantindo-se que todos os ciclos de carga fossem executados dentro do regime elástico, sem que houvesse acúmulo de deformação plástica.

D.3.2.3. Resultados

As deformações obtidas para os três ciclos de carga, assim como a variação da deformação obtida com o sensor de corda vibrante em relação ao extensômetro elétrico estão apresentadas na Tabela D.6.

Tabela D.6 – Deformações obtidas durante os ciclos de carga.

Carga (kg)	Deformação ($\mu\epsilon$) <i>Geokon</i>	Deformação ($\mu\epsilon$) <i>Extensômetro</i>	Variação (%)
Ciclo 1			
500	0	0	
3000	231,28	250	-7,49
5000	430,25	450	-4,39
7000	635,18	656	-3,17
9000	843,68	869	-2,91
11000	1039,11	1071	-2,93
Ciclo 2			
500	0	0	
3000	239,68	259	-7,46
5000	436,42	461	-5,33
7000	632,60	663	-4,58
9000	829,19	865	-4,14
11000	1021,20	1065	-4,11
Ciclo 3			
500	0	0	
3000	236,96	256	-7,44
5000	433,82	460	-5,69
7000	629,56	660	-4,61
9000	824,76	862	-4,32
11000	1018,96	1061	-3,96

A relação entre a carga aplicada e as deformações obtidas são também apresentadas no gráfico da Figura D.38.

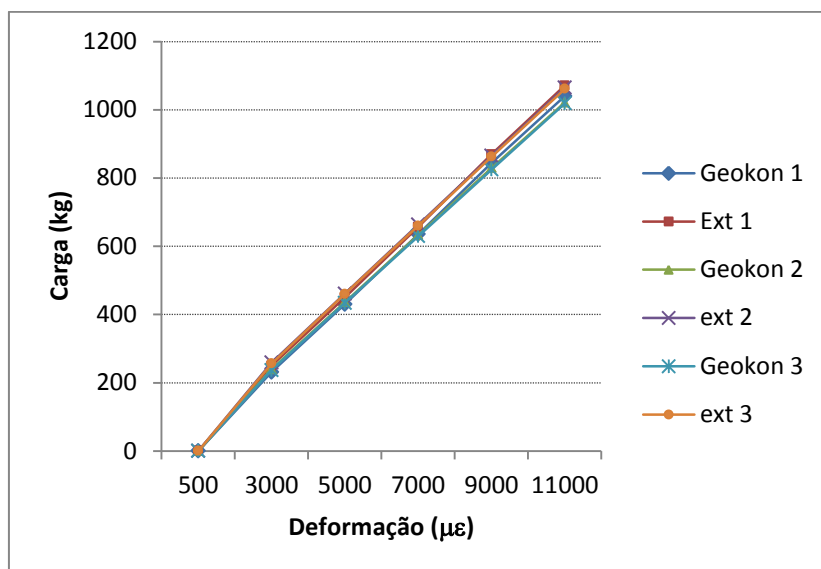


Figura D.38 – Relação carga x deformação para os ciclos de carga.

Analizando a variação de deformação para os ciclos de carga, apresentadas na Tabela D.6, verifica-se que as maiores diferenças situam-se nas medições com cargas mais baixas, em torno de -7,5%. Com o aumento da carga essa diferença vai diminuindo, chegando a -3% em 11.000 kg. Esses valores são considerados aceitáveis para o nível de deformação medido, atestando a qualidade e confiabilidade dos dados medidos pelos sensores de corda vibrante.

D.4. IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA

Conforme ilustrado na Figura D.39 a implantação do sistema de monitoramento de longa duração foi executada em duas etapas. Durante a execução do plano de monitoramento, além da instalação dos sensores, foram instaladas eletrocalhas para passagem dos fios e uma rede de aterramento para o sistema de proteção contra descargas atmosféricas.

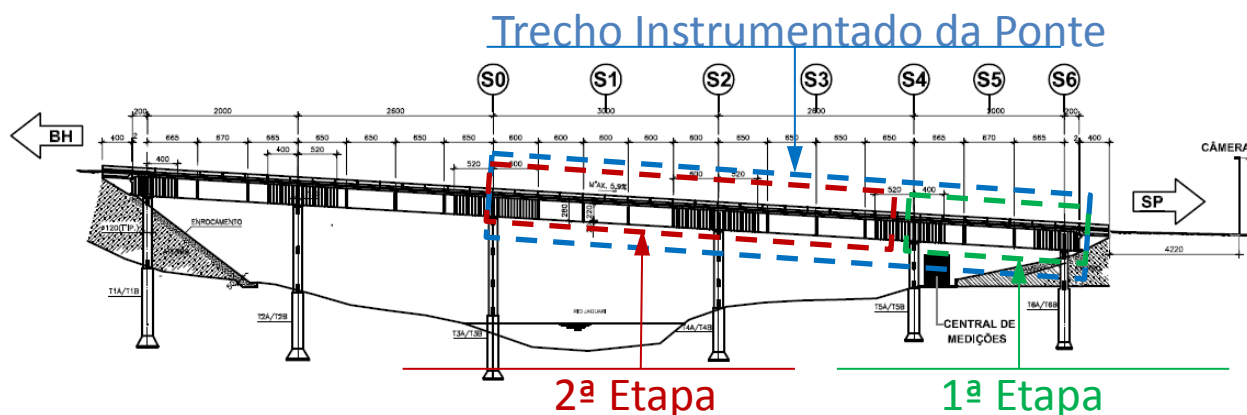


Figura D.39 – Localização do sistema de monitoramento e dos trechos executados em cada etapa.

D.4.1. Instalação dos sensores

Foram instalados sensores para medir deformações nas armaduras inferiores e nas armaduras de pele em uma altura intermediária das longarinas. Para a instalação dos sensores de deformação das armaduras foi adotado o seguinte procedimento:

1. Remoção da camada de cobrimento de concreto para expor a armadura (Figura D.40);
2. Regularização da superfície da barra de aço para posicionamento das patas soldáveis do sensor de corda vibrante e para a colagem do extensômetro elétrico (Figura D.41);
3. Soldagem das patas de fixação do transdutor de deformações de cordas vibrantes (Figura D.41); para a solda das patas de fixação, foi necessário utilizar uma solda do tipo TIG, para esta atividade foi empregada uma equipe terceirizada com treinamento e experiência neste tipo de solda e em trabalho em altura;
4. Limpeza da superfície da barra para a colagem do extensômetro elétrico;
5. Colagem do extensômetro elétrico e soldagem do terminal de para ligação com o cabo de sinal (Figura D.42);
6. Fixação do aparelho de cordas vibrantes nas patas (Figura D.42);
7. Isolação dos terminais com adesivo epóxi e proteção dos sensores;

8. Fechamento da abertura no cobrimento de concreto usando graute (Figura D.43).



Figura D.40 – Armadura exposta com a superfície da armadura regularizada e gabarito do transdutor de corda vibrante posicionado.

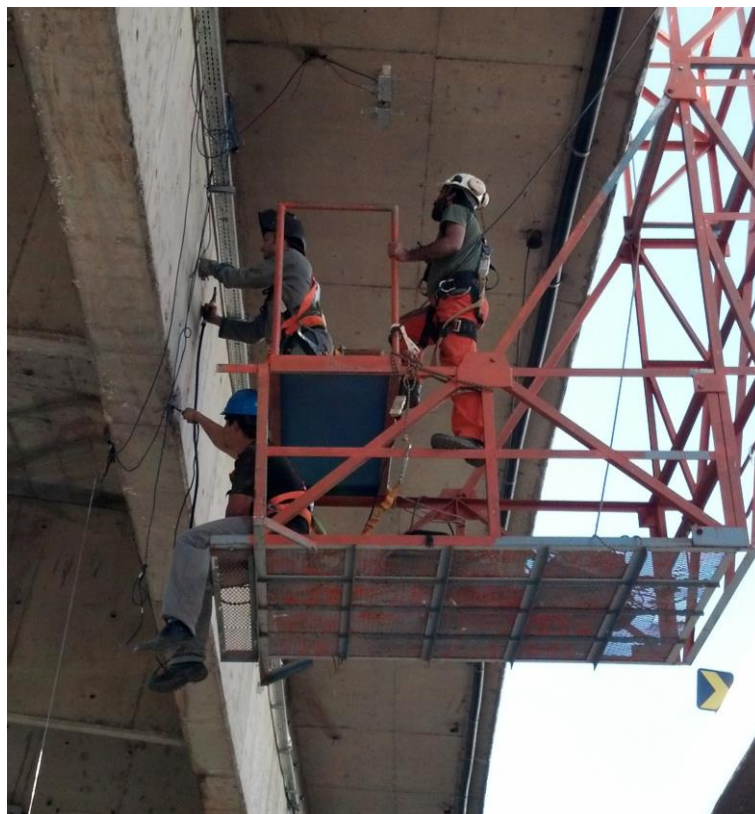


Figura D.41 – Equipe realizando a soldagem das patas de fixação do transdutor de deformações de corda vibrante na armadura da ponte.



Figura D.42 – Transdutor de deformações de corda vibrante (direita) e extensômetro elétrico instalados.



Figura D.43 – Fechamento da abertura do cobrimento do concreto.



Figura D.44 – Resultado final do reparo ao cobrimento removido.

Sensores de deformação também foram instalados no concreto utilizados transdutores para o sistema rápido (Figura D.45 (a)) e lento (Figura D.45 (b)). O primeiro passo do processo de instalação destes sensores foi a furação do concreto utilizando um gabarito para garantir que a distância entre os furos seja igual à distância entre as fixações do aparelho. Em seguida é feita a limpeza do furo e injeção de massa plástica, com o furo preenchido com massa plástica âncoras são inseridas no furo utilizando um outro gabarito, finalmente após o tempo de cura da massa plástica, o aparelho é fixado às âncoras.

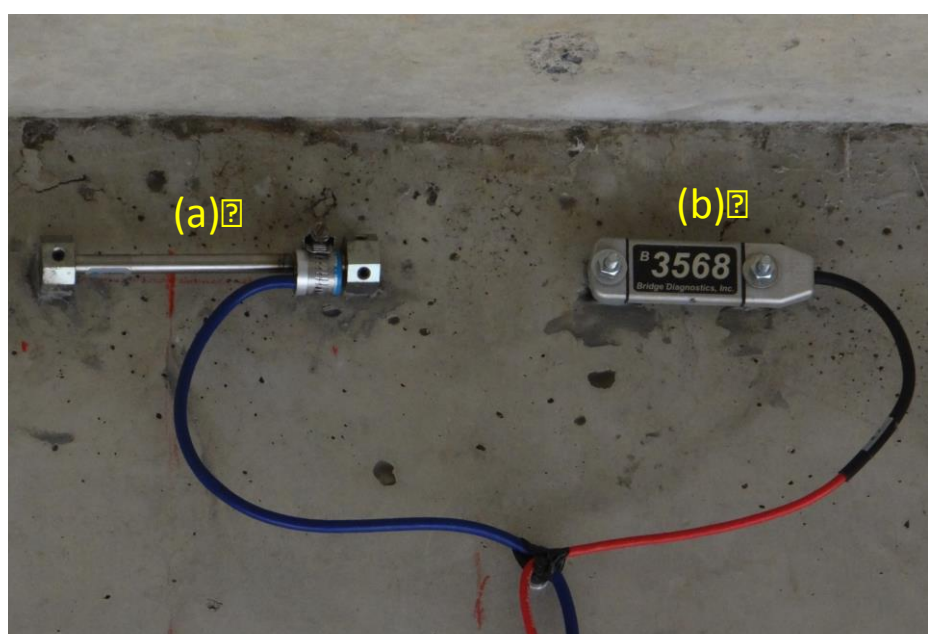


Figura D.45 – Transdutores de deformação para concreto: (a) corda vibrante; (b) ponte completa BDI. Nos aparelhos de apoio foram empregando transdutores com curso de 25mm. Em cada direção foram utilizados sensores potenciométricos e de corda vibrante (vide Figura D.46).



Figura D.46 – Detalhe mostrando o uso de transdutores diferentes para medir o deslocamento em um mesmo ponto.

Para medir o deslocamento relativo entre a superestrutura e o pilar é necessário fixar o aparelho no pilar e a sua ponta móvel na viga ou vice-versa. Para tanto foi empregado a peça metálica apresentada na Figura D.47, esta peça permite tanto a fixação do aparelho quanto a fixação de sua ponta móvel. Esta peça foi fixada na estrutura utilizando chumbadores para concreto em conjunto com um adesivo plástico de alta resistência para prevenir movimentações desta peça devido ao escorregamento dos chumbadores ao longo do tempo.

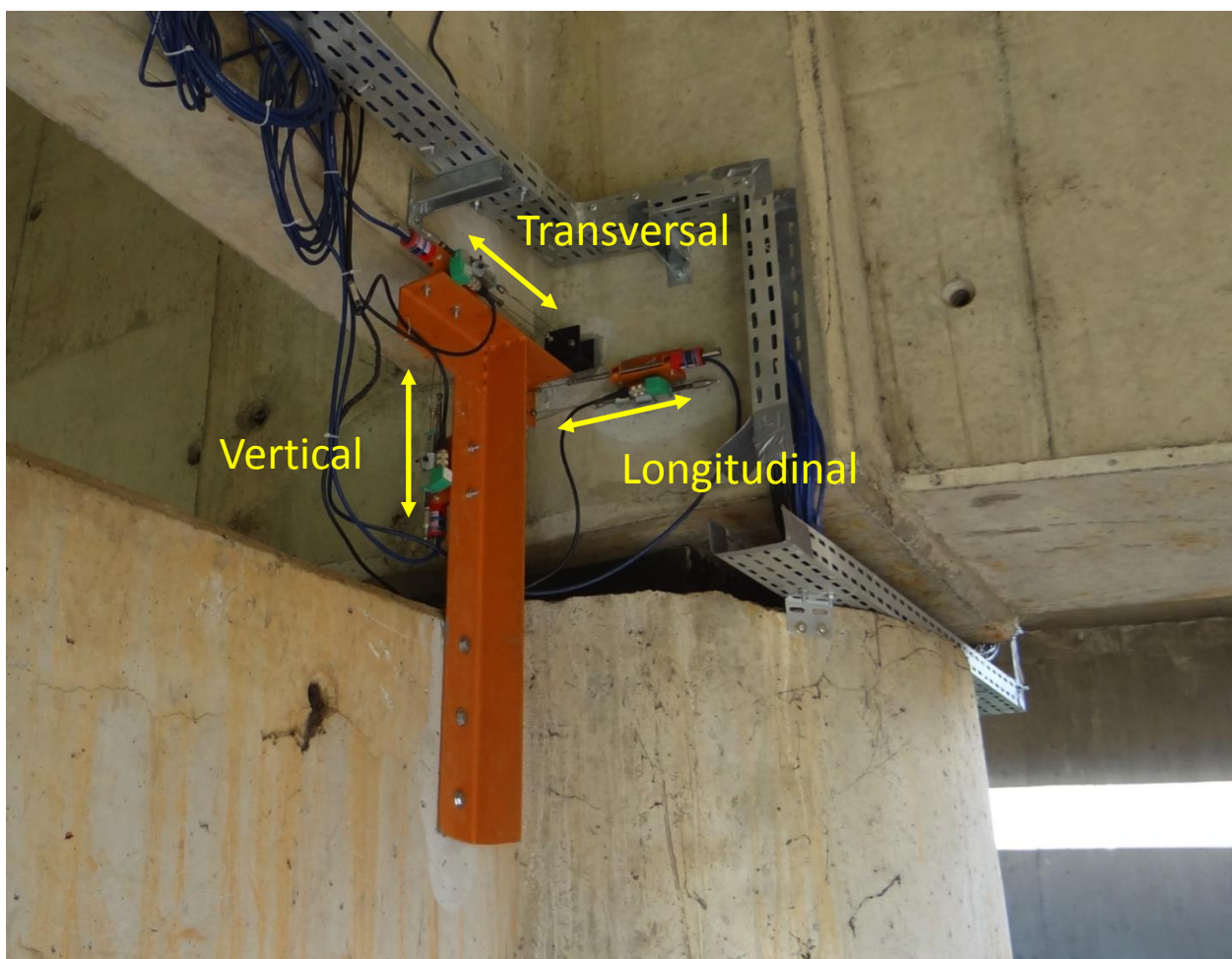


Figura D.47 – Instrumentação do aparelho de apoio do Pilar P5A.

Transdutores de deslocamentos também foram instalados no meio do vão, utilizando um perfil metálico corda vibrante, foi possível posicioná-los sob a viga (ver Figura D.48). Foram instalados transdutores de com curso de 50 mm e potenciômetros com curso de 75 mm sob as vigas de montante e jusante.



Figura D.48 – Transdutores de deslocamentos para medições no meio de vão.

No segundo meio de vão foram instalados também medidores de deslocamentos, a instalação destes foi feita na parte interna das vigas através do uso de caminhão Munck com gaiola (Figura D.49). Os aparelhos foram fixados na estrutura e o ponto de referência da deflexão da viga foi feito utilizando uma mola e arame fixados na viga e no chão (Figura D.50).



Figura D.49 – Caminhão Munck com gaiola para acesso à parte interna da viga.



Figura D.50 – Mola e medidores de deslocamento empregados no meio de vão.

Na face inferior do tabuleiro da ponte foram instalados os transdutores de deformação na armadura transversal e os transdutores de abertura de fissuras (ver Figura D.51). Este aparelho foi fixado utilizando âncoras que foram fixadas à furos no concreto utilizando massa plástica.

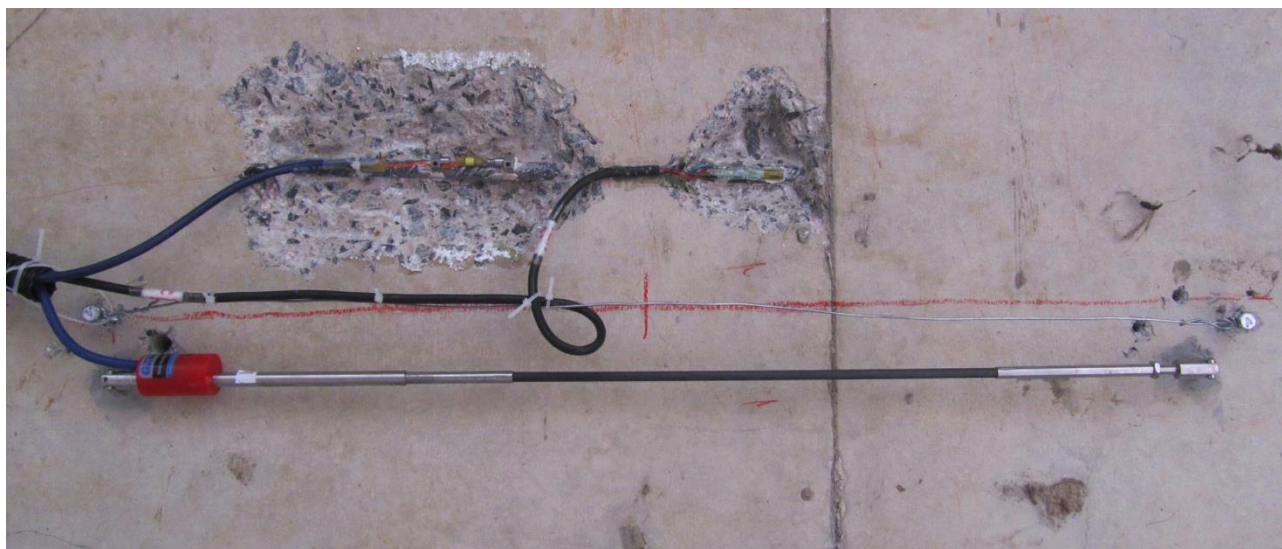


Figura D.51 – Transdutores de deformação e deslocamento instalados na face inferior do tabuleiro. Foi feita também a ligação, de todos os sensores instalados, ao sistema de aquisição no interior da central de monitoramento, para a passagem dos cabos de sinais foram instaladas eletrocalhas ao longo das longarinas (vide figuras D.53 a D.55). Também foram instalados os multiplexadores do sistema de corda vibrante e a passagem dos respectivos fios (vide Figura D.52).



Figura D.52 – Multiplexadores instalados na viga transversa.



Figura D.53 – Instalação das eletrocalhas na lateral das longarinas.



Figura D.54 – Instalação das eletrocalhas na lateral das longarinas.



Figura D.55 – Vista das eletrocalhas instaladas.

Durante a instalação dos sensores também foram instaladas caixas para proteção dos mesmos contra as intempéries (Figura D.56) e foram instalados os dispositivos para proteção contra descargas atmosféricas e o aterramento do mesmo (Figura D.57).



Figura D.56 – Caixa de proteção para sensor de abertura de fissuras.

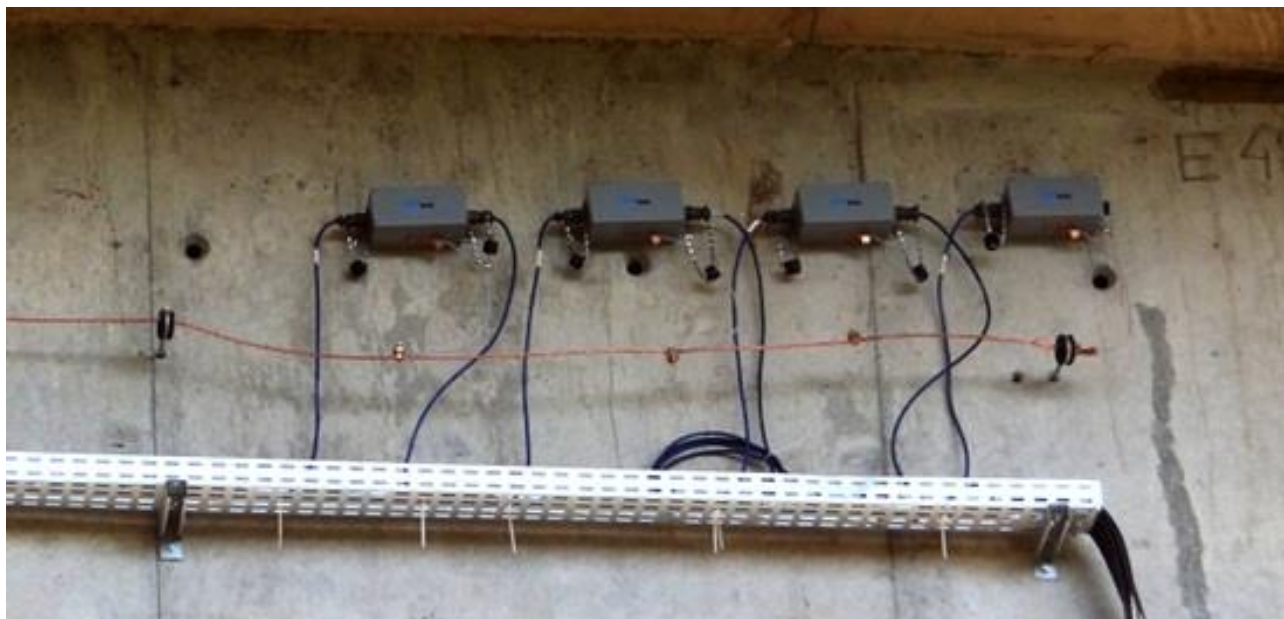


Figura D.57 – Dispositivos para proteção contra descargas atmosféricas.

Durante estes trabalhos de campo também foi realizada a instalação da câmera de monitoramento de tráfego conforme apresentado na Figura D.58.



Figura D.58 – Procedimento de instalação da câmera de tráfego.

D.4.2. Configuração dos sistemas de aquisição

D.4.2.1. Programação do sistema de aquisição CompactRIO

O *CompactRIO* da NI foi o sistema de aquisição utilizado para as medições rápidas, este sistema é bastante robusto e é programável através da linguagem de programação gráfica *LabView®*. Para a aplicação na Ponte do Rio Jaguari a programação do controlador foi idealizada com os seguintes objetivos:

- Disparar a gravação dos dados com base na variação dos sinais digitalizados (*triggering*);
- Capturar as imagens da câmera;
- Notificar a presença de veículos sobre a ponte através de uma saída digital;
- Realizar o controle de espaço de disco, de maneira a apagar os arquivos mais antigos para que sejam armazenados os dados mais recentes;
- Permitir o acesso remoto aos dados armazenados para que não ocorra perda de dados por falta de espaço em disco do dispositivo;
- Configuração remota dos parâmetros para disparar a gravação e a configuração das constantes de calibração dos canais;
- Acompanhamento remoto do estado de operação do sistema;
- Capacidade de recuperação do sistema para o estado de operação normal ao ocorrer qualquer erro de sistema.

Ao se trabalhar com sistemas de aquisição autônomos remotos é de significativa importância que o sistema não necessite da intervenção do usuário para se recuperar de erros ou outros fatores que interrompam temporariamente o funcionamento do mesmo. Por exemplo, ao ocorrer uma queda de energia, é importante que o aplicativo tenha a capacidade de voltar à operação normal assim que a energia for restaurada. Para garantir isto, toda a estrutura do programa fica contida em um loop principal (ver Figura D.59), de maneira que ao se encontrar um erro durante a execução, este loop garante que o sistema seja reiniciado automaticamente. Este loop é inicializado assim que o equipamento é energizado e só para quando o mesmo é desligado.

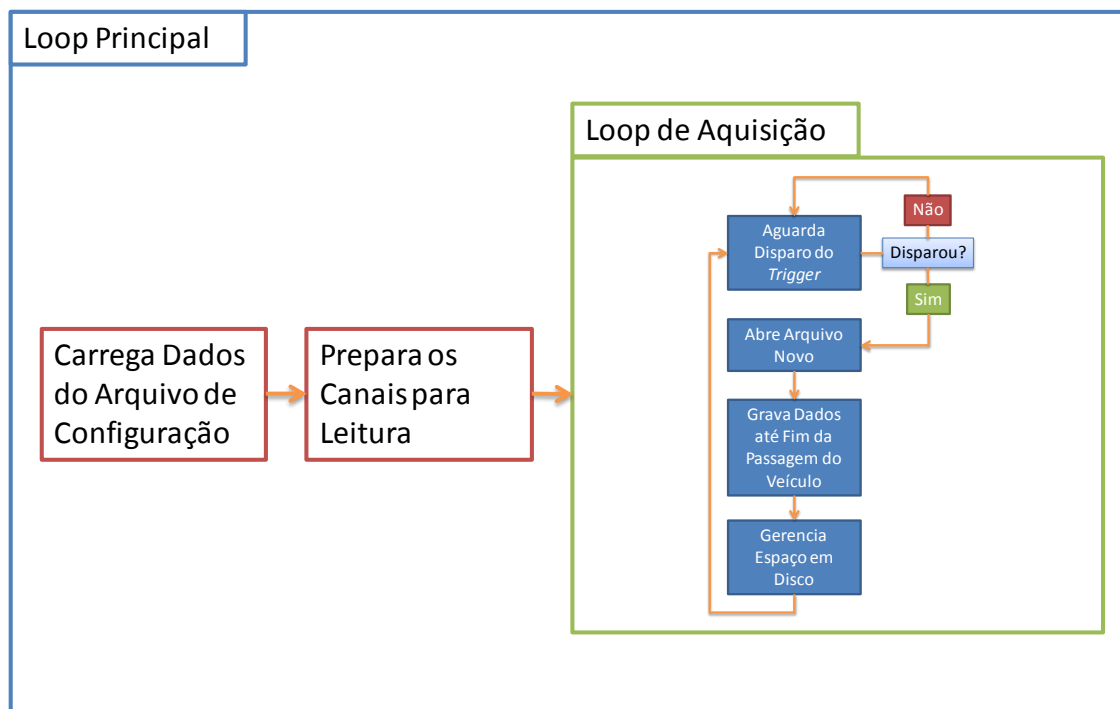


Figura D.59 - Estrutura principal do programa para aquisição e armazenamento de sinais de monitoração.

O loop principal tem a tarefa de chamar algumas rotinas de inicialização, responsáveis por carregar os dados dos arquivos de configuração, inicializar o servidor para a comunicação UDP e preparar os canais para digitalização dos sinais.

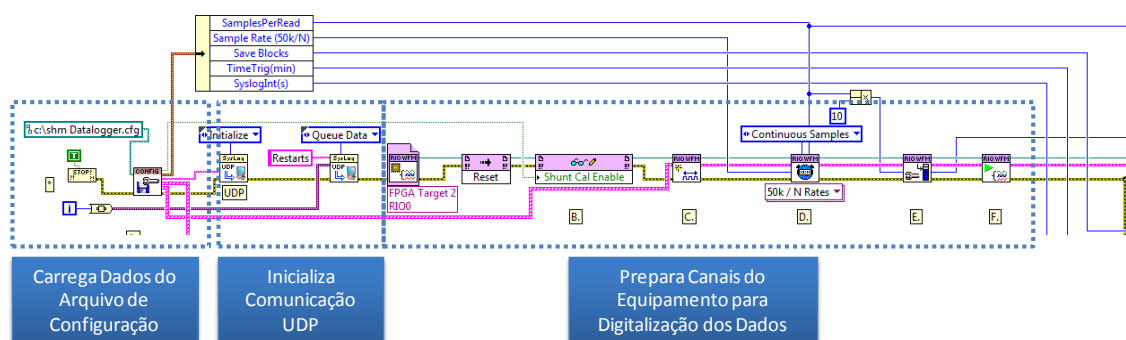


Figura D.60 – Etapas de inicialização que antecede a aquisição dos sinais.

Após a execução das sub-rotinas de inicialização, o loop de aquisição é inicializado, este loop de aquisição pode executar quatro sub-rotinas diferentes conforme ilustrado na Figura D.59. A Tabela D.7 descreve a função de cada sub-rotina presente dentro do loop de aquisição. Esta técnica de programação é chamada de "máquina de estado", onde um loop executa um estado

continuamente até que este estado seja modificado, neste caso cada sub-rotina apresentada pode ser vista como um estado, por exemplo, um dos estados da "máquina" é aguardar o disparo do trigger, assim o loop vai executando este estado até que ocorra o trigger que muda o estado da "máquina".

Tabela D.7 – Descrição das sub-rotinas do loop de aquisição.

Sub-rotinas ("Estados") do Loop de Aquisição	Descrição
Aguarda Disparo do <i>Trigger</i>	Os sinais são digitalizados e analisados para detectar mudanças nos sinais que indiquem a passagem de um veículo sobre a ponte. Ao ser detectado uma mudança, a sub-rotina Abre Arquivo Novo é chamada, caso contrário o programa continua digitalizando e analisando os sinais.
Abre Arquivo Novo	Quando chamada esta sub-rotina cria uma estrutura de pastas para as imagens e um arquivo de dados novo e em seguida chama a sub-rotina Grava Dados .
Grava Dados	Esta sub-rotina faz a digitalização dos sinais e armazena estes no arquivo de dados criado na etapa anterior. Ela também acessa a câmera a cada ciclo e armazena uma foto na pasta do registro. Os dados digitalizados também são analisados para verificar o término da passagem do veículo sobre a ponte. Ao ser detectado o fim da passagem a rotina Gerencia Espaço em Disco é chamada, caso contrário, o programa continua digitalizando e armazenando os dados. Durante a gravação dos dados um sinal digital é enviado para uma porta de saída digital do módulo de tensão.
Gerencia Espaço em Disco	O espaço livre em disco é verificado e caso não exista um espaço mínimo, os arquivos mais antigos são eliminados para garantir que novos arquivos possam ser criados. Ao término deste procedimento a sub-rotina Aguarda Disparo do <i>Trigger</i> é chamada.

Após inicializado o loop de aquisição é executado continuamente até que o sistema seja desligado ou ocorra algum erro, neste caso o sistema automaticamente se reinicializa para garantir que o mesmo permaneça em operação o máximo de tempo possível. Dentro de todas as sub-rotinas apresentadas na Tabela D.7 existem elementos que detectam erros e enviam o sinal para interromper a aquisição e retornar o sistema à operação normal.

D.4.2.2. Transferência e armazenamento dos dados do sistema rápido

O acesso remoto aos dados armazenados no *CompactRIO* é feito via Internet utilizando o protocolo FTP (*File Transfer Protocol* – Protocolo de Transferência de Arquivos). Este protocolo possui limitações para pastas com um grande número de arquivos. Considerando que o programa cria um arquivo de dados para cada veículo pesado registrado sobre a ponte, foi necessário criar uma estrutura de pastas em que os arquivos de dados são separados por dia e hora de criação (Figura D.61). Para os arquivos de imagem obtidos é preciso criar uma pasta para o dia, hora e veículo registrado, dentro desta última são armazenados os arquivos de imagem (Figura D.62). O nome da pasta corresponde ao nome do arquivo de dados gerado para a passagem daquele determinado veículo, desta forma o processo de sincronizar as imagens do veículo ao sinal é bastante simples. Cabe mencionar também que a estrutura de pastas criada no disco do controlador é replicada no computador que armazena os dados, sendo que cada vez que uma pasta é copiada para o laboratório, a mesma é apagada do *CompactRIO* de forma a liberar espaço para futuras leituras. Os arquivos nesta máquina ficam disponíveis para visualização através da interface Web desenvolvida apresentada no item D.2.5.2.

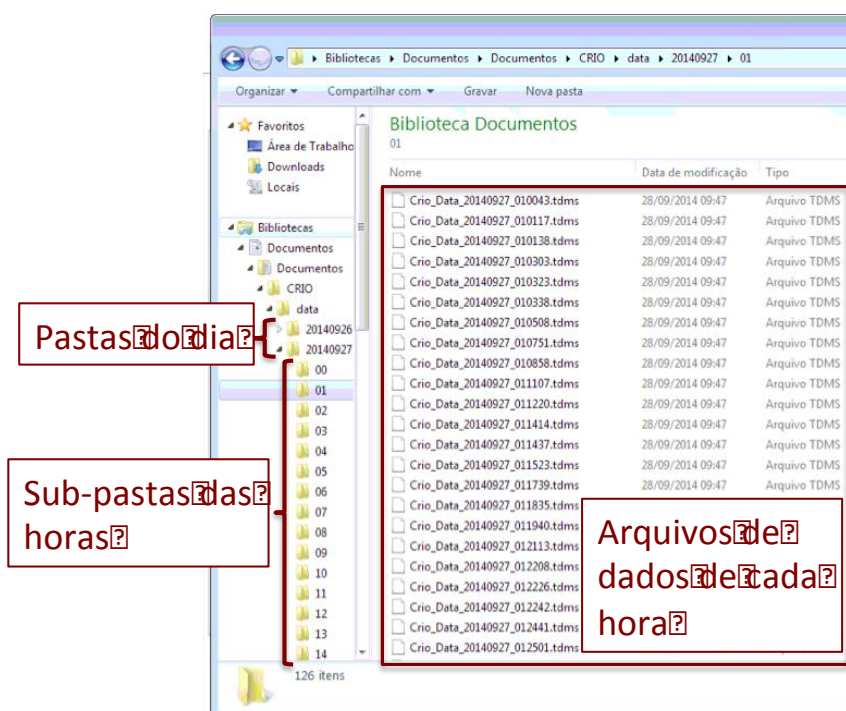


Figura D.61 – Estrutura de pastas para o armazenamento dos arquivos de dados.

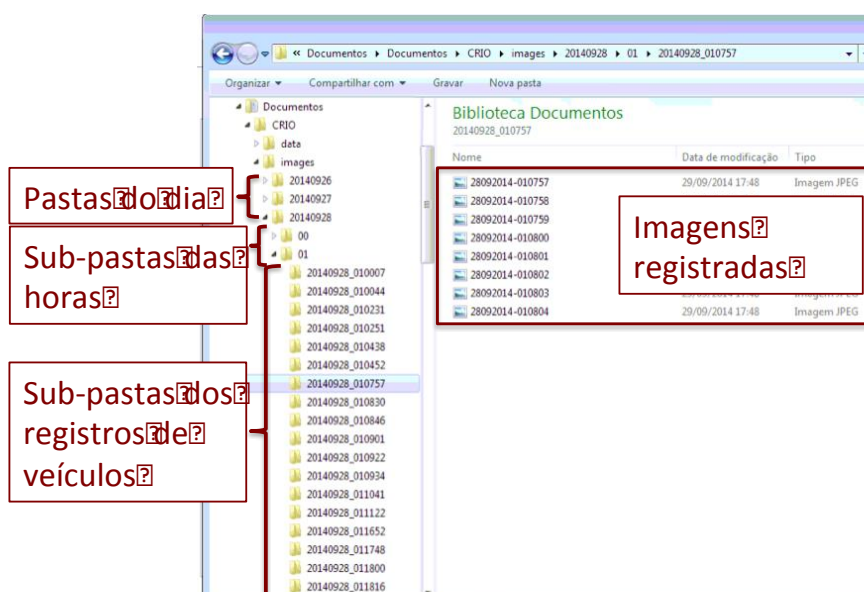


Figura D.62 - Estrutura de pastas para o armazenamento dos arquivos de imagens.

D.4.2.3. Programação do sistema de aquisição MICRO-1000

Para o sistema de medições estáticas foi necessário fazer a configuração dos canais e dos correspondentes tipos de sensores. Esta configuração consiste em inserir as informações sobre a tipologia do sensor e suas constantes de calibração e intervalos de leituras. Este procedimento é feito utilizando o software *Multilogger* da *Canary Systems*⁸ (Figura D.63).

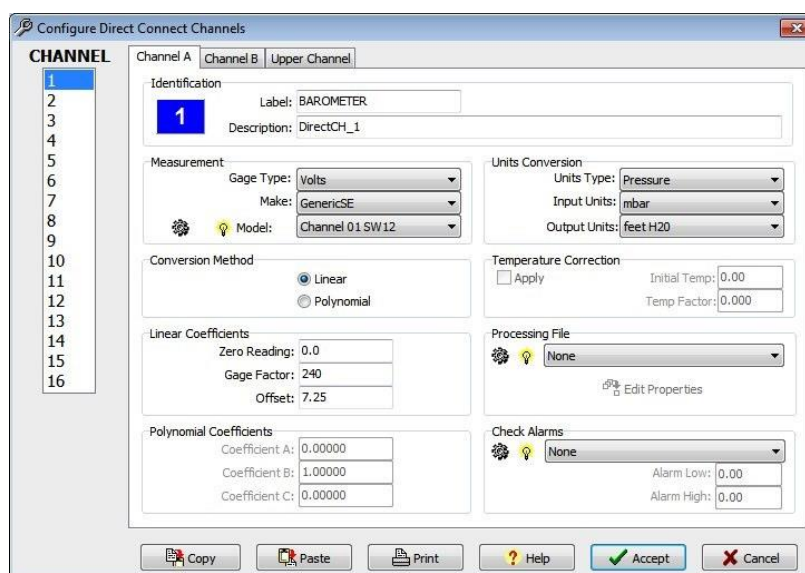


Figura D.63 – Interface gráfica de programação do *datalogger* utilizando o software *Multilogger*.

⁸ <http://canarysystems.com/software/multilogger-datalogger-client-2/>

Na programação dos intervalos de leitura, o código foi modificado de maneira que o sistema verificasse se a ponte não se encontrava em carga. Isto foi possível devido a comunicação utilizando as portas digitais dos dois sistemas de aquisição *CompactRIO* e MICRO-1000.

Utilizando o mesmo software é possível configurar a coleta automática de dados, desta forma foi configurada a coleta a cada hora (Figura D.64). Os dados coletados são adicionados a um arquivo texto que é acessado pelo sistema Vista Data Vision para a atualização do seu banco de dados, conforme apresentado no item D.2.5.2.

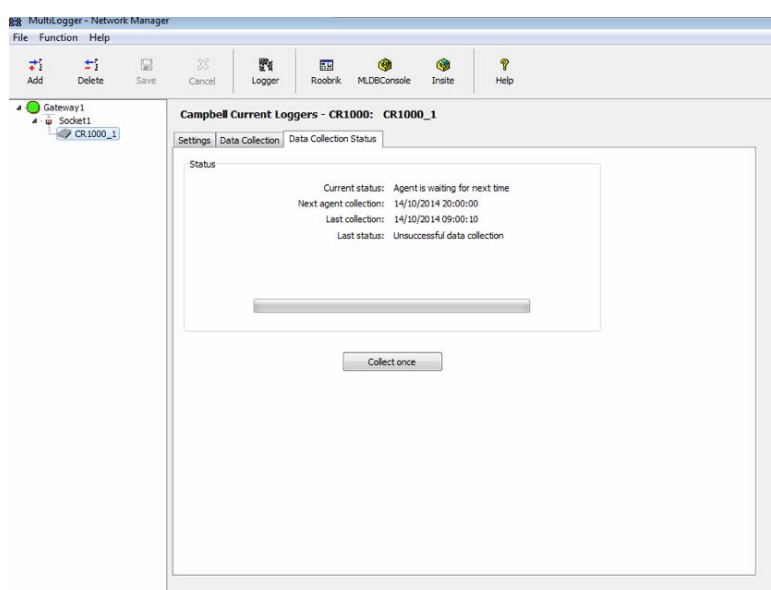


Figura D.64 – Programa *Multilogger* realizado a coleta remota automática dos dados.

**ANEXO E. PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS DADOS DO SISTEMA DE MONITORAMENTO DE
LONGA DURAÇÃO**

E.1. INTRODUÇÃO

Neste anexo estão apresentados o processamento e análise dos sinais obtidos pelo sistema de monitoramento de longa duração.

E.2. SINAIS COLETADOS PELO SISTEMA LENTO

O sistema de medição lento é o responsável por capturar o comportamento sob efeitos de variações térmicas e a evolução de fenômenos de deformação lenta ou de degradação da estrutura. As leituras dos sensores de deformações, deslocamentos e temperatura são realizadas em intervalos de 15 minutos sendo que, através da comunicação entre os sistemas de monitoramento lento e rápido, é possível realizar a leitura destes sensores em uma condição livre de cargas acidentais.

E.2.1. Processamento dos sinais

Os sinais do sistema lento são armazenados em forma de tabelas em um arquivo texto. A análise destes dados foi feita utilizando a plataforma MATLAB[®]. Diversas rotinas foram desenvolvidas para carregar os dados e armazenar em uma estrutura de dados prática para a posterior manipulação, processar o sinal para a remoção de ruídos, processar os dados para obtenção de valores máximos, mínimos e amplitudes e gerar gráficos para apresentação dos resultados.

E.2.1.1. *Remoção de ruídos*

Conforme apresentado no ANEXO D, a comunicação utilizando portas de saída e entrada digital permite que o sistema de aquisição de dados lento verifique a condição de carregamento da ponte antes de realizar a leitura dos sensores. No entanto, devido a pequenas defasagens na comunicação entre os sistemas e ao fato de que o sistema rápido só registra veículos acima de um certo peso, o sinal apresenta alguma alteração devido a ocorrência de carregamentos na ponte em alguns instantes. Estes carregamentos são identificados nos sinais como picos no sinal como pode ser visto na Figura E.1. Como a ocorrência destes pontos afeta a avaliação dos fenômenos que se busca caracterizar com estas medições, se faz necessário removê-los no pós-processamento do sinal.

O sinal original é processado utilizando uma regressão linear local⁹ que permite a interpolação dos pontos medidos, desconsiderando os pontos fora da curva, como pode ser evidenciado através da Figura E.1. Todos os sinais apresentados nesta seção foram processados utilizando este procedimento.

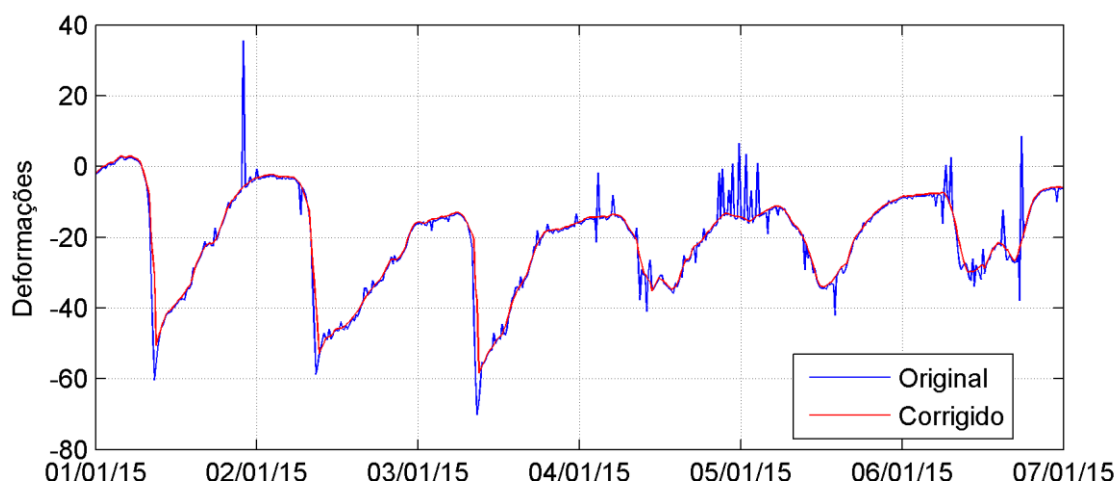


Figura E.1 - Processo de remoção dos picos devido à carga móvel sobre a ponte.

E.2.1.2. Processamento para análise

Alguns sensores de corda vibrante necessitam de correções em seu sinal devido a variações de temperatura, este é caso para os sensores de deslocamento e os sensores de deformação instalados no concreto. Estas correções são devido a dilatações térmicas do próprio aparelho que podem gerar diferenças nas leituras que não correspondem a mudanças reais na grandeza física sendo monitorada.

Para os sensores de deformação instalados nas armaduras, não foi necessário aplicar correções ao sinal, pois os coeficientes de dilatação térmicas do aço e do aparelho são muito próximos, o que faz com que, para efeitos práticos, as deformações medidas sejam as deformações reais da estrutura naquele ponto¹⁰. Já para os sensores de deformação instalados no concreto, uma

⁹ LOWESS – “locally weighted scatterplot smoothing”: O método consiste em subdividir a amostra e realizar uma regressão linear ponderada nas subdivisões, onde os pontos fora da curva recebem pesos menores.

¹⁰ Uma abordagem mais aprofundada sobre a ocorrência de tensões na estrutura devido efeitos de dilatação térmica é feito na seção E.2.3E.2.2.

correção foi feita levando em consideração diferença entre os coeficientes de dilatação térmica deste material e do aparelho. O mesmo foi feito para os sensores de deslocamento instalados para medir as aberturas de fissuras no concreto.

No caso dos sensores de deslocamento, a dilatação térmica do aparelho também influencia a sua leitura, sendo necessário corrigir o valor medido. Em especial para as medidas de flecha no meio de vão em que foi utilizado um fio de arame para estabelecer uma referência, a dilatação térmica deste arame causa uma movimentação desta referência fixa, algo que foi levado em consideração também nestas correções. Em todos os casos, as retificações nos sinais foram feitas de acordo com as especificações técnicas dos fabricantes dos aparelhos.

Além da compensação térmica dos sinais, rotinas para o levantamento de oscilações, máximos e mínimos das grandezas medidas foram desenvolvidas. A montagem de gráficos para o estudo da correlação entre as variações dos deslocamentos e deformações em relação as variações de temperatura também foram feitos, conforme apresentado no item a seguir.

E.2.2. Apresentação dos sinais

A seguir são apresentadas as séries temporais dos sinais obtidos pelo sistema de medição lento. São exibidos as deformações nas seções S1(Figura E.2), S3(Figura E.3) e S5(Figura E.4), os deslocamentos nos meios de vão monitorados(Figura E.5), os deslocamentos dos aparelhos de apoio monitorados(Figura E.6 a Figura E.8) e as aberturas de fissuras nas longarinas(Figura E.9) e nas lajes(Figura E.10). A posição dos sensores pode ser encontrada no item 7 ou no ANEXO D deste documento.

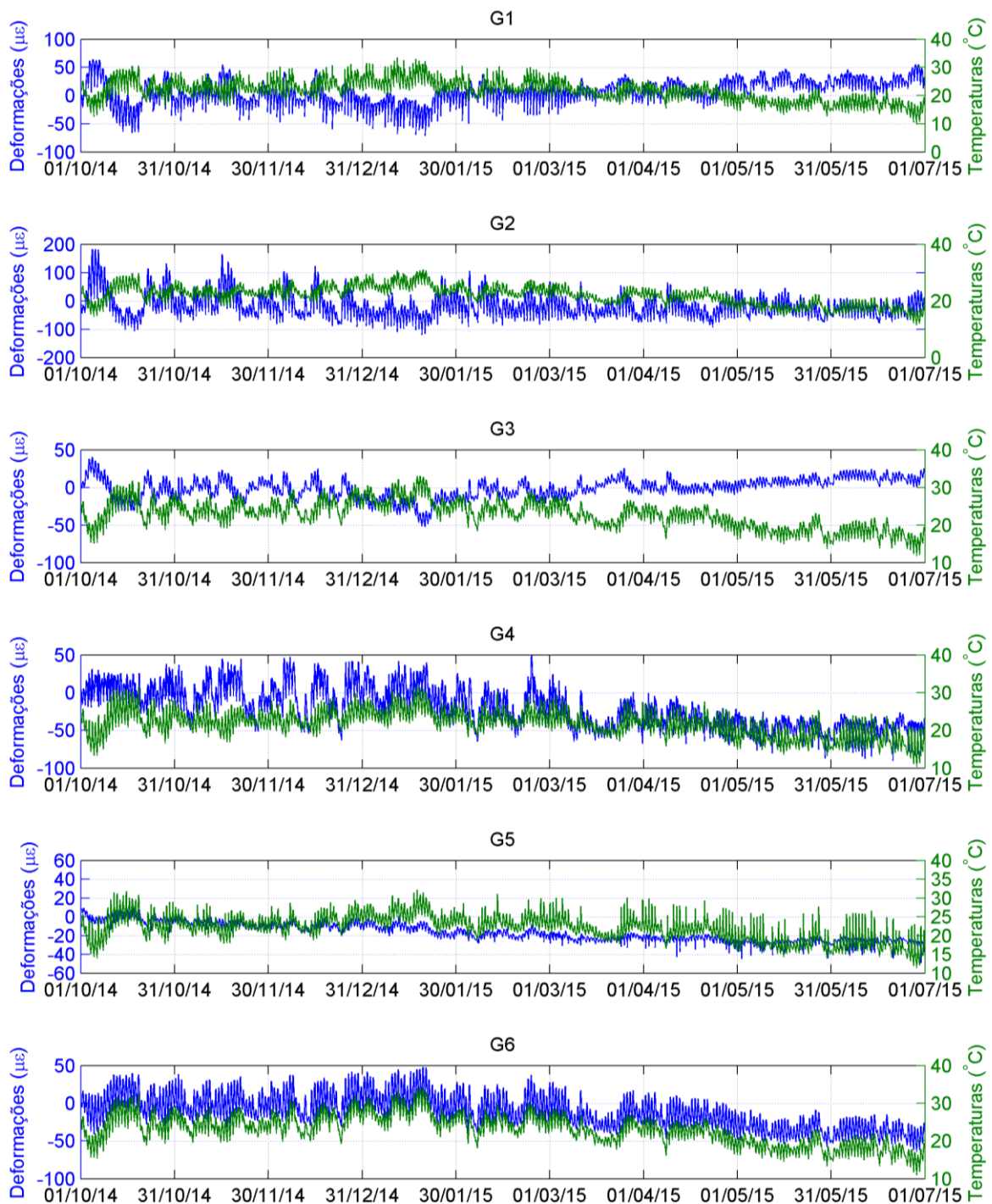


Figura E.2 – Deformações medidas na seção S1.

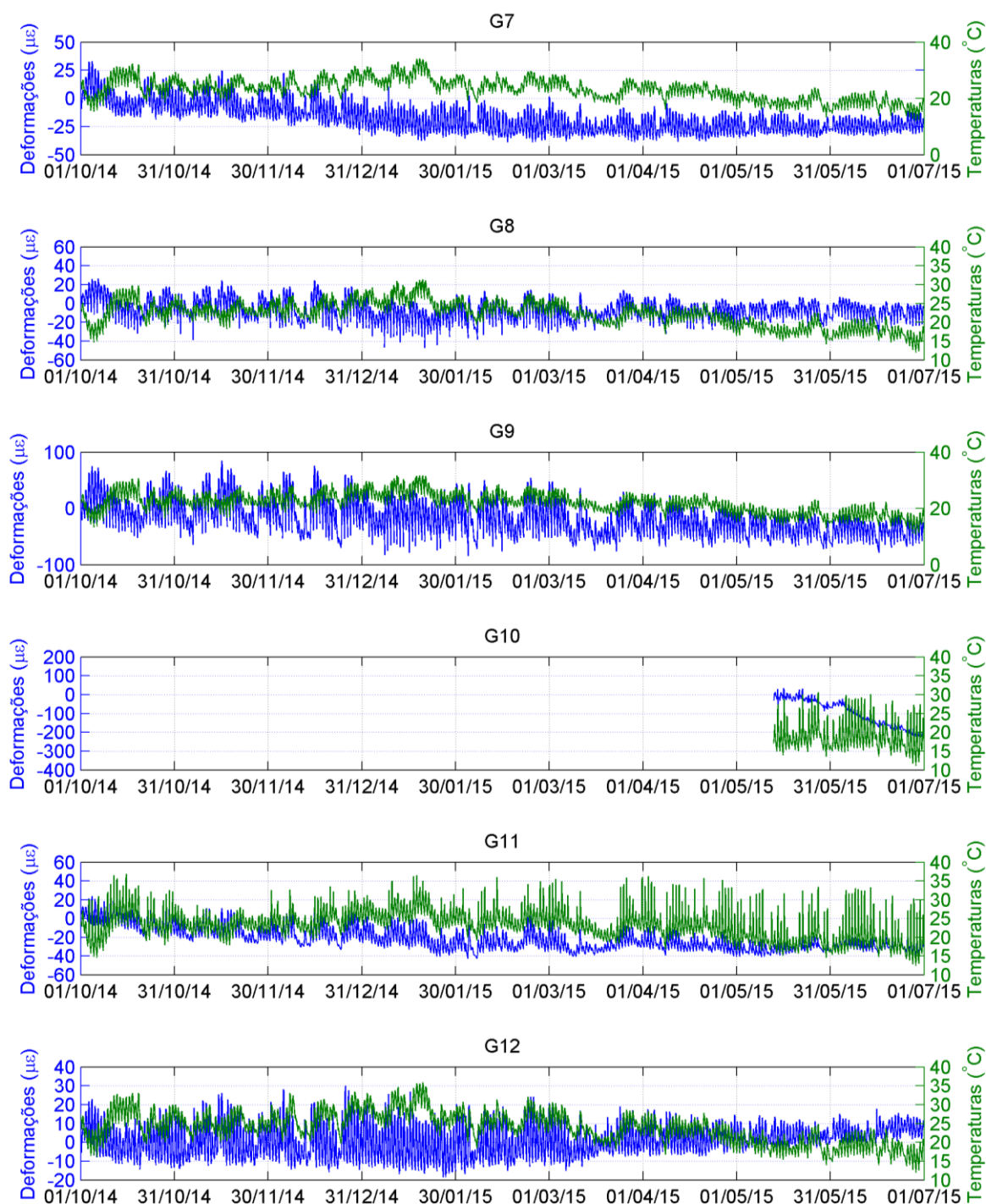


Figura E.3 – Deformações medidas na seção S3.

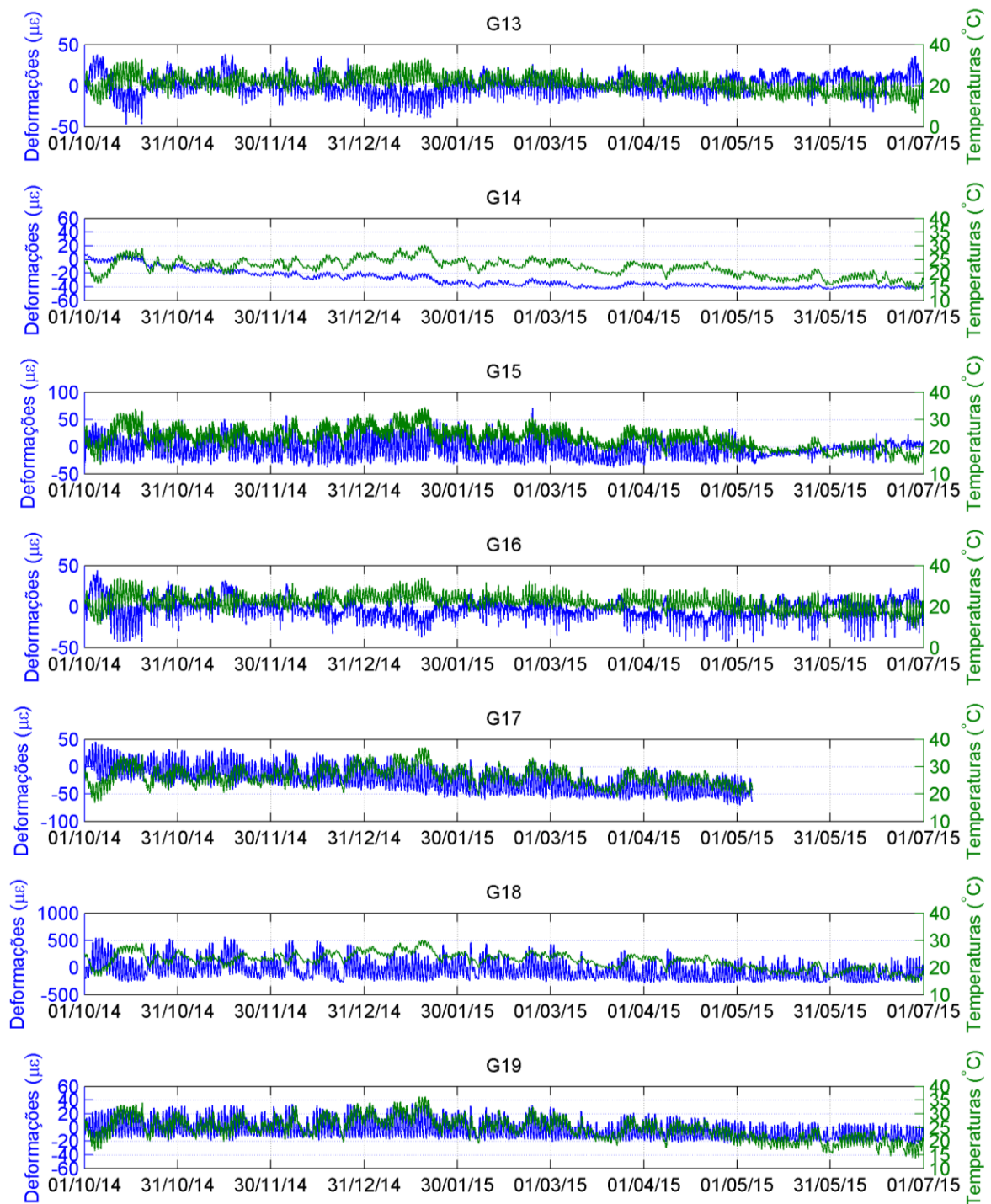


Figura E.4 – Deformações medidas na seção S5.

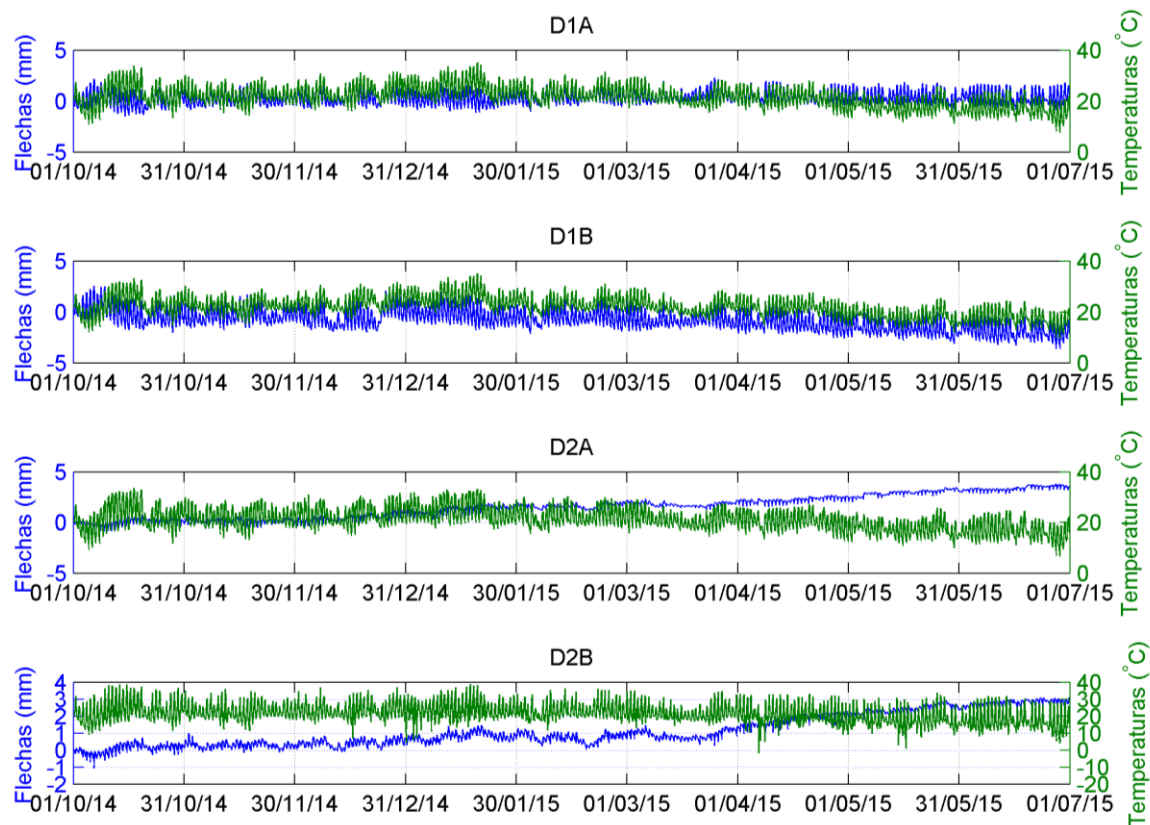


Figura E.5 – Deslocamentos nos meios de vão (flechas).

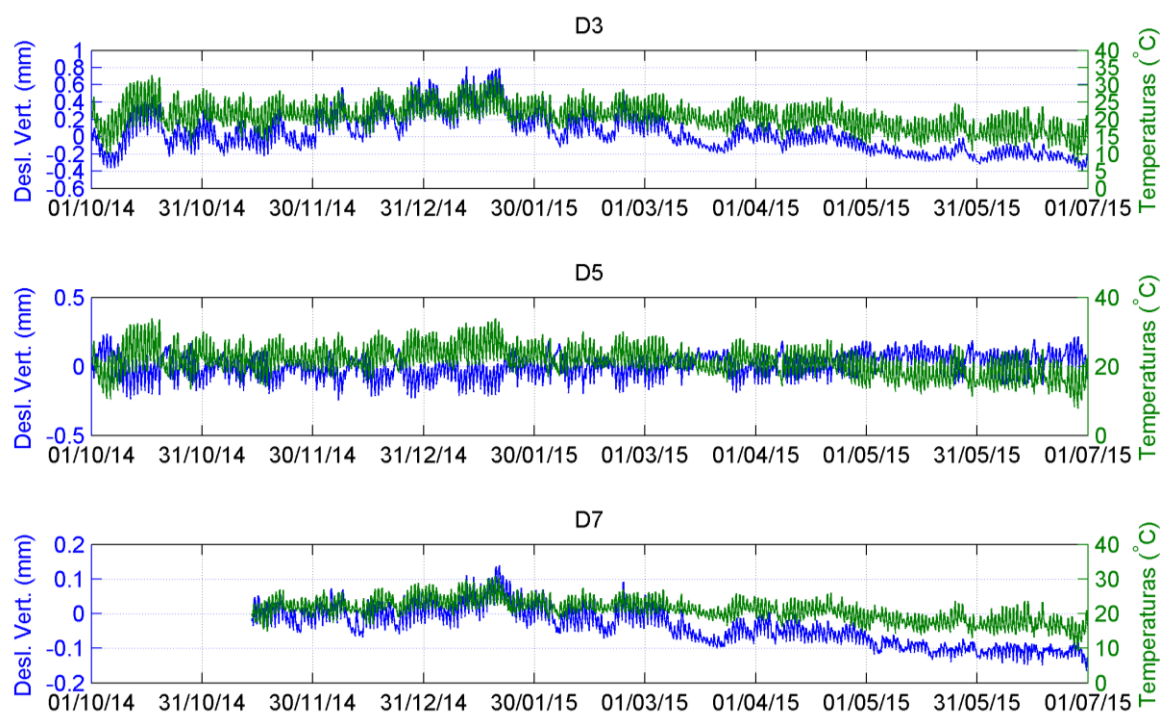


Figura E.6 – Deslocamentos verticais dos aparelhos de apoio.

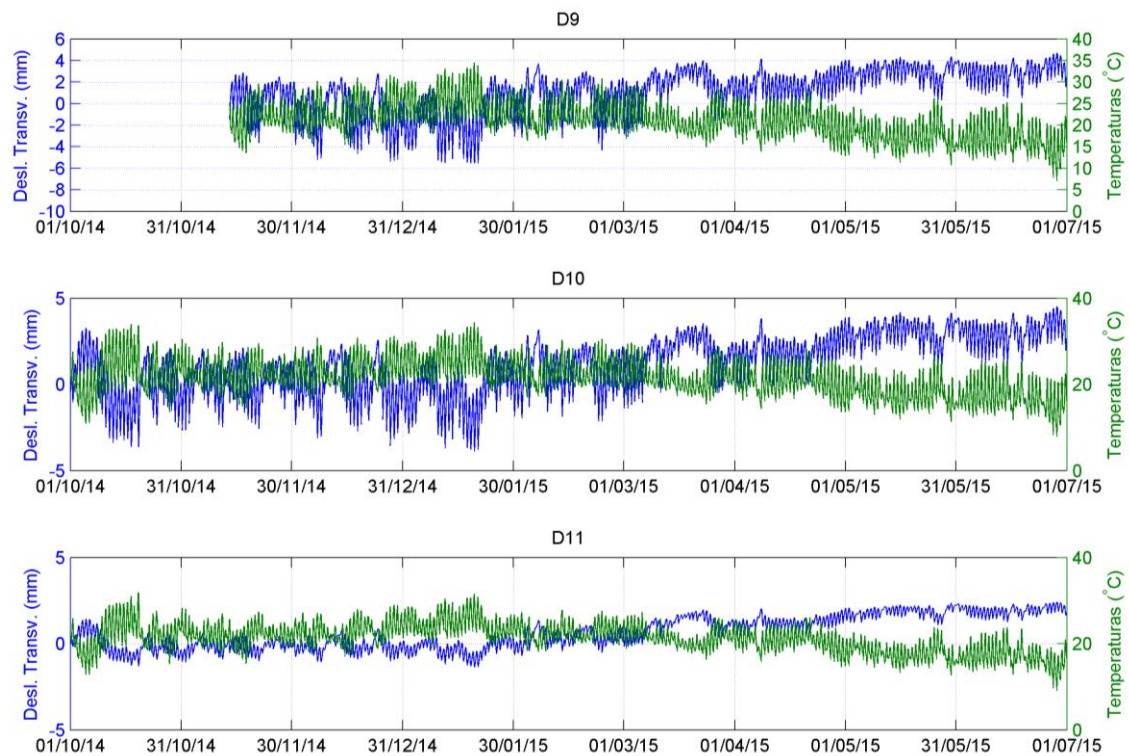


Figura E.7 – Deslocamentos transversais dos aparelhos de apoio.

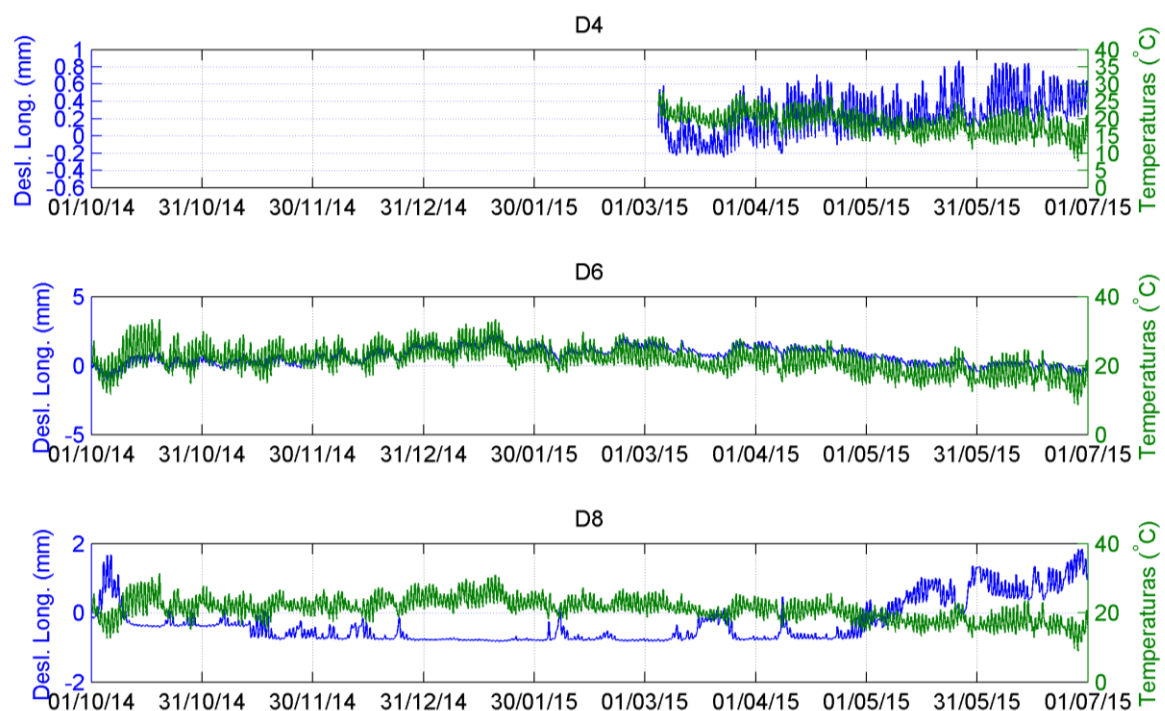


Figura E.8 – Deslocamentos longitudinais dos aparelhos de apoio.

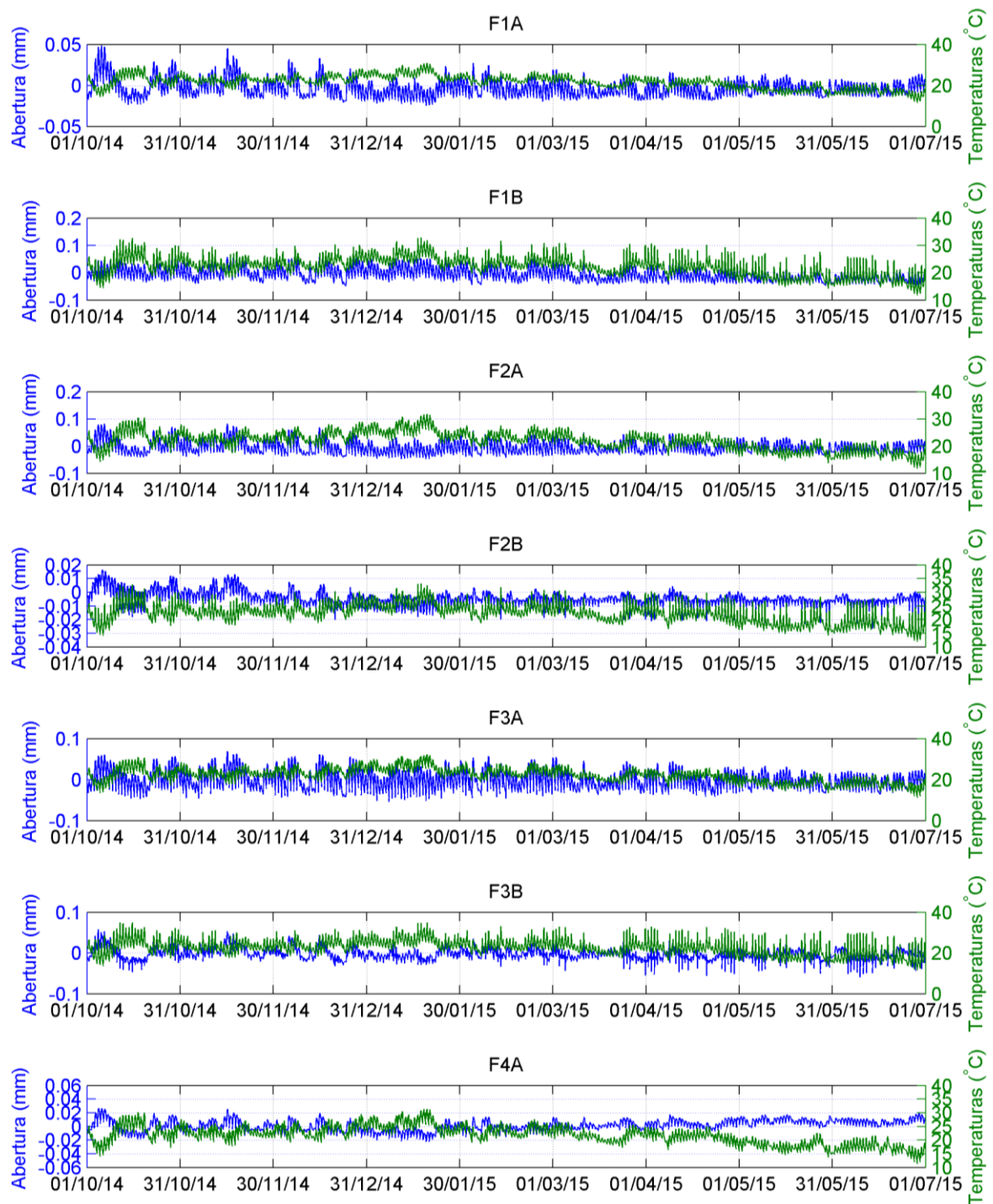


Figura E.9 – Medidas das aberturas de fissuras das vigas longarinas.

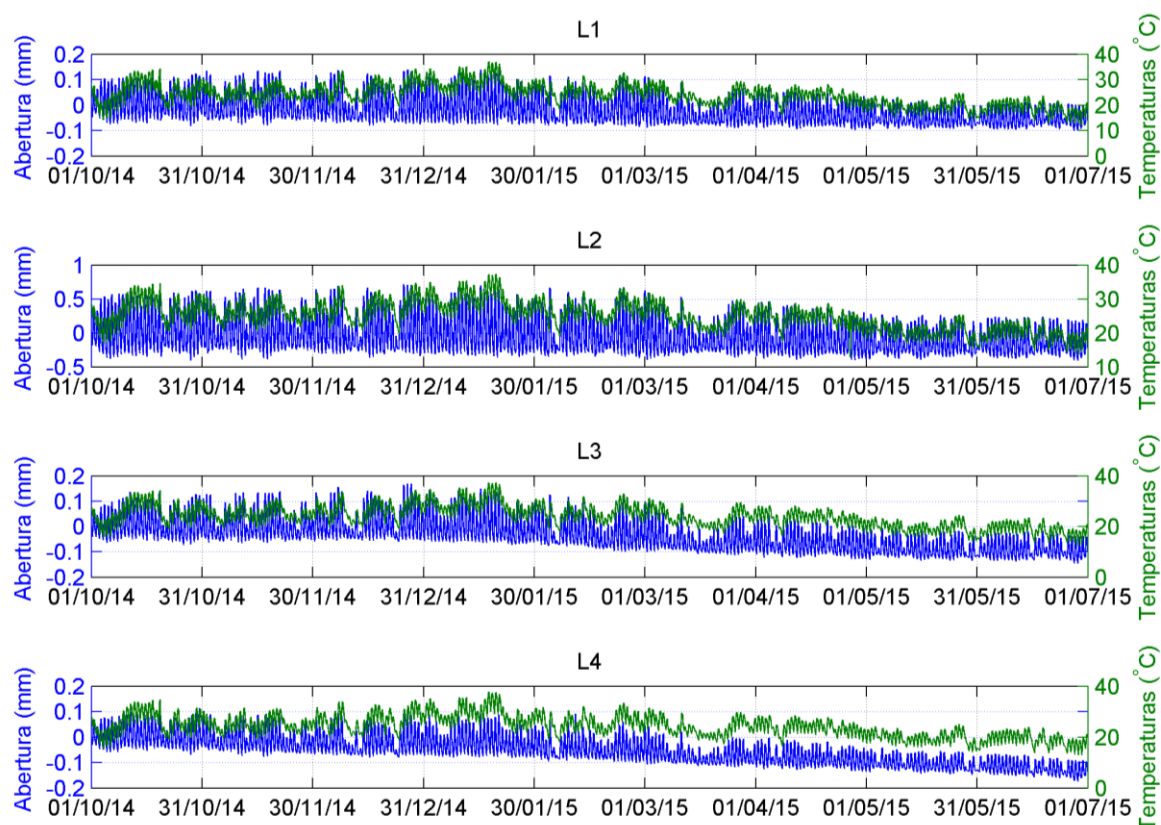


Figura E.10 – Abertura de fissuras nas lajes do tabuleiro da ponte.

Após a apresentação destes sinais é possível fazer os seguintes comentários:

- Examinando as medidas dos sensores e as respectivas temperaturas registradas nos mesmos fica claro a existência de uma dependência entre as deformações e deslocamentos e as temperaturas. Esta dependência, no entanto, não é linear conforme pode ser visto no item E.3.2.
- O sensor G18 apresentou desde o início das leituras variações significativas, no dia 6 de Maio de 2015 o mesmo foi trocado de posição, sendo retirado da laje e transferido para a viga, no entanto seu comportamento não mudou o que indica a existência de um problema na calibração do aparelho.
- As fissuras instrumentadas nas longarinas encontram-se estabilizadas, não apresentando sinais de propagação na abertura das mesmas (Figura E.9).

- Os aparelhos para medida de aberturas de fissuras médias nas lajes, L1 e L2, estão estáveis, já os aparelhos L3 e L4 apresentam um certo desvio (Figura E.10) no entanto as temperaturas nestes aparelhos também apresentam o mesmo desvio, o que pode indicar uma movimentação de origem térmica e não o aumento do quadro de fissuração. Esta suposição precisa ser verificada e portanto, um acompanhamento desta região dever ser feito.
- As flechas medidas pelos aparelhos D1A e D1B encontram-se aparentemente estáveis. Já as flechas medidas pelos aparelhos D2A e D2B mostram um aumento nos seus valores ao longo do período de medição, devido a posição do sensor, esta leitura indica que aquele ponto da viga está se afastando do aparelho fixado no chão. Este fenômeno necessita de uma investigação mais a fundo.
- Os deslocamentos nos aparelhos de apoio apresentam coerência com o comportamento idealizado da estrutura. Como pode ser evidenciado através da Figura E.11, os deslocamentos longitudinais aumentam em amplitude de acordo com a proximidade ao encontro onde existe a junta de dilatação. Os deslocamentos transversais vão diminuindo conforme a diminuição da distância ao encontro (Figura E.12), isto também é coerente pois no encontro existe a ligação com a laje de transição que restringe as movimentações laterais. Os deslocamentos verticais são de uma ordem de grandeza bastante pequena, eles podem ser associados a efeitos térmicos e a componentes devido as movimentações transversais impostas ao aparelho. Observa-se que os deslocamentos verticais no apoio do encontro, aonde os deslocamentos transversais são pequenos, também são pequenos (Figura E.13).

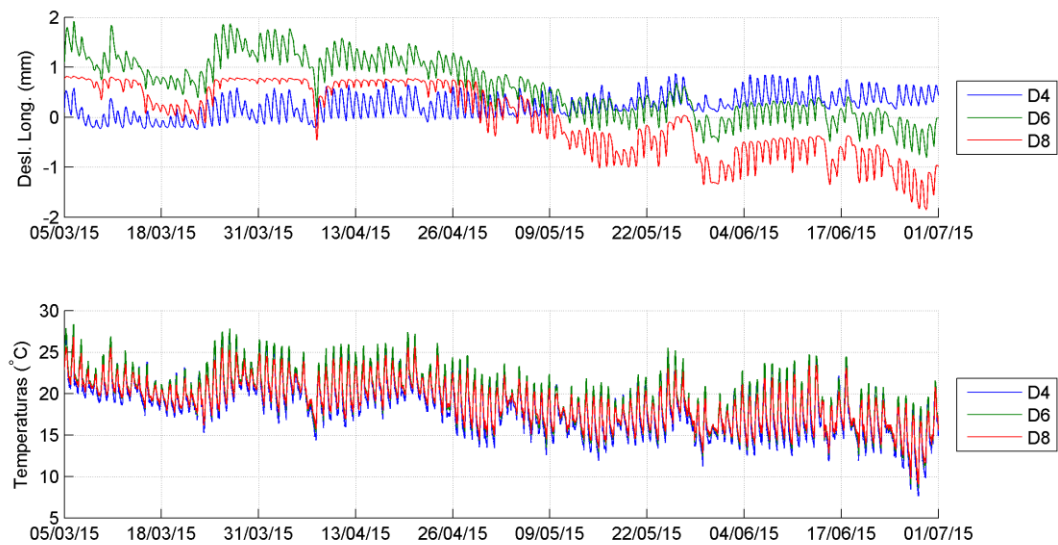


Figura E.11 – Deslocamentos longitudinais dos aparelhos de apoio monitorados.

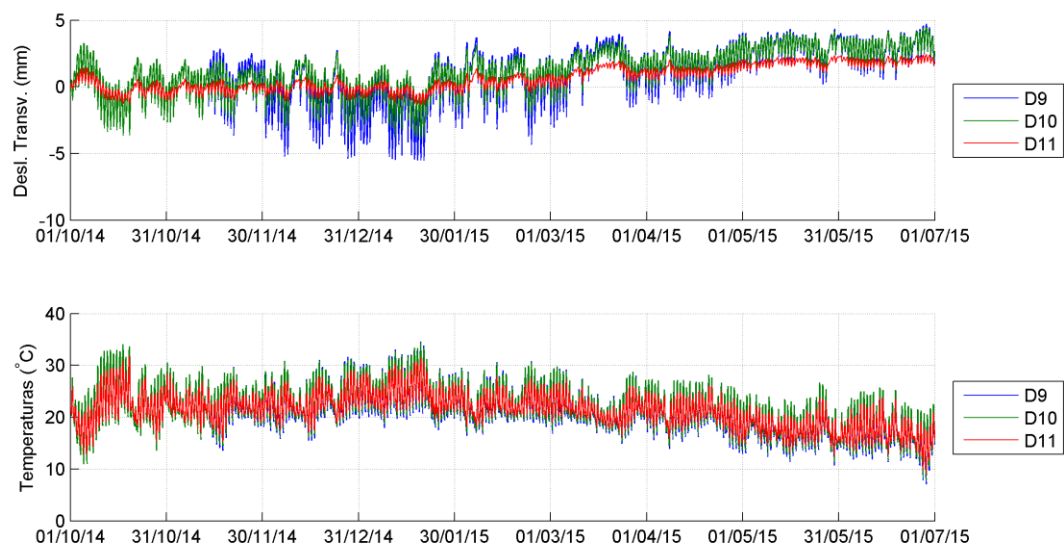


Figura E.12 – Deslocamentos transversais dos aparelhos de apoio monitorados.

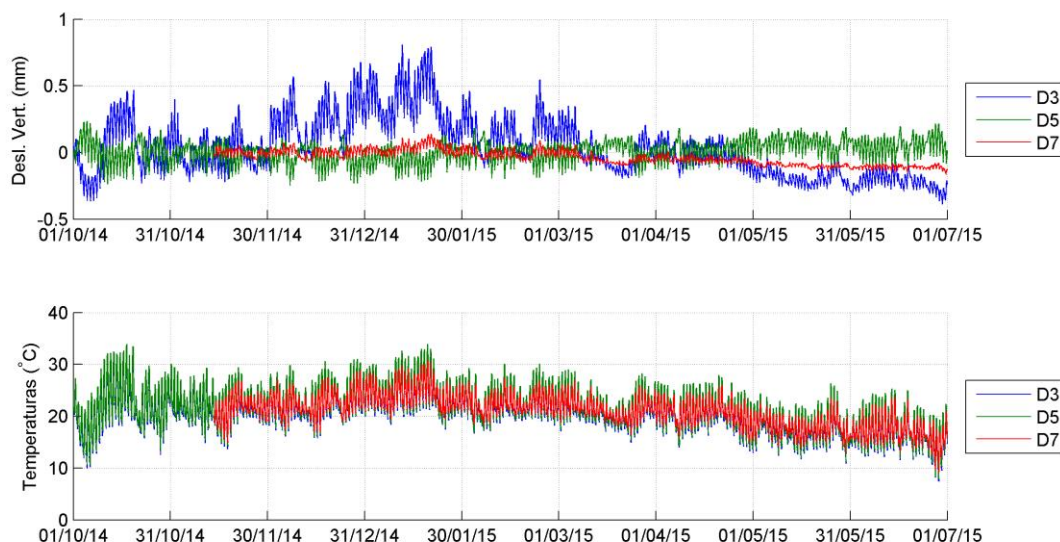


Figura E.13 – Deslocamentos verticais dos aparelhos de apoio monitorados.

E.2.3. Comportamento devido às variações de temperatura

Uma estrutura que não apresenta restrições às movimentações térmicas não apresentará variações de tensões devido a variações de temperatura. Os sensores de deformação geralmente apresentam coeficiente de dilatação linear muito próximo do coeficiente do material no qual será instalado. Desta forma, se este sensor for instalado nesta estrutura sem restrições, nenhuma variação na leitura do sensor seria registrada devido a variação de temperatura.

Na prática as estruturas sempre apresentam algum grau de restrição à movimentação térmica gerando tensões na estrutura. No caso da ponte do Rio Jaguari por se tratar de uma estrutura hiperestática e devido às restrições impostas pelos aparelhos de apoio e ligação da estrutura com a laje de transição, tensões térmicas estão presentes. A caracterização dos efeitos do meio ambiente nas estruturas é uma das aplicações de SHM, os efeitos térmicos obtidos através de medições em campo podem ser significativamente maiores que os estimados durante a fase de projeto (CATBAS et al., 2008; WENZEL, 2009).

Neste item é feita uma análise preliminar a respeito dos efeitos térmicos na estrutura utilizando os dados de deformação. As figuras a seguir mostram as deformações e temperaturas nos transdutores de deformação instalados em pontos das longarinas e do tabuleiro.

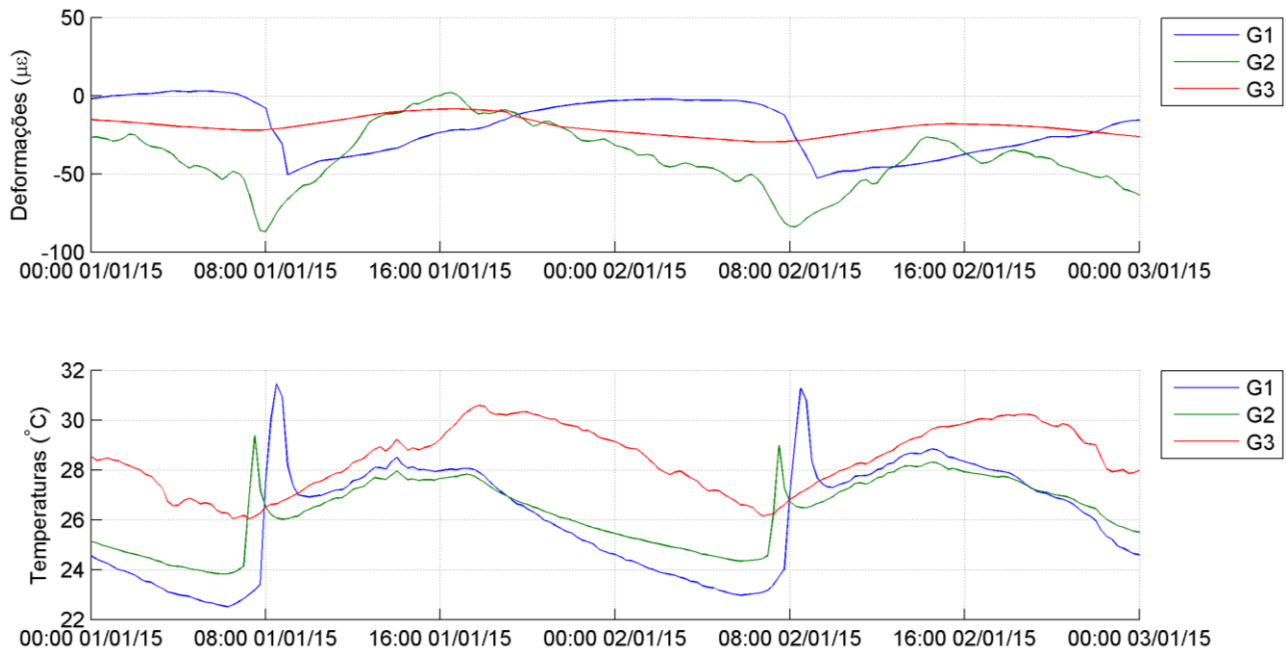


Figura E.14 – Comportamento da Seção S1A durante um período de três dias.

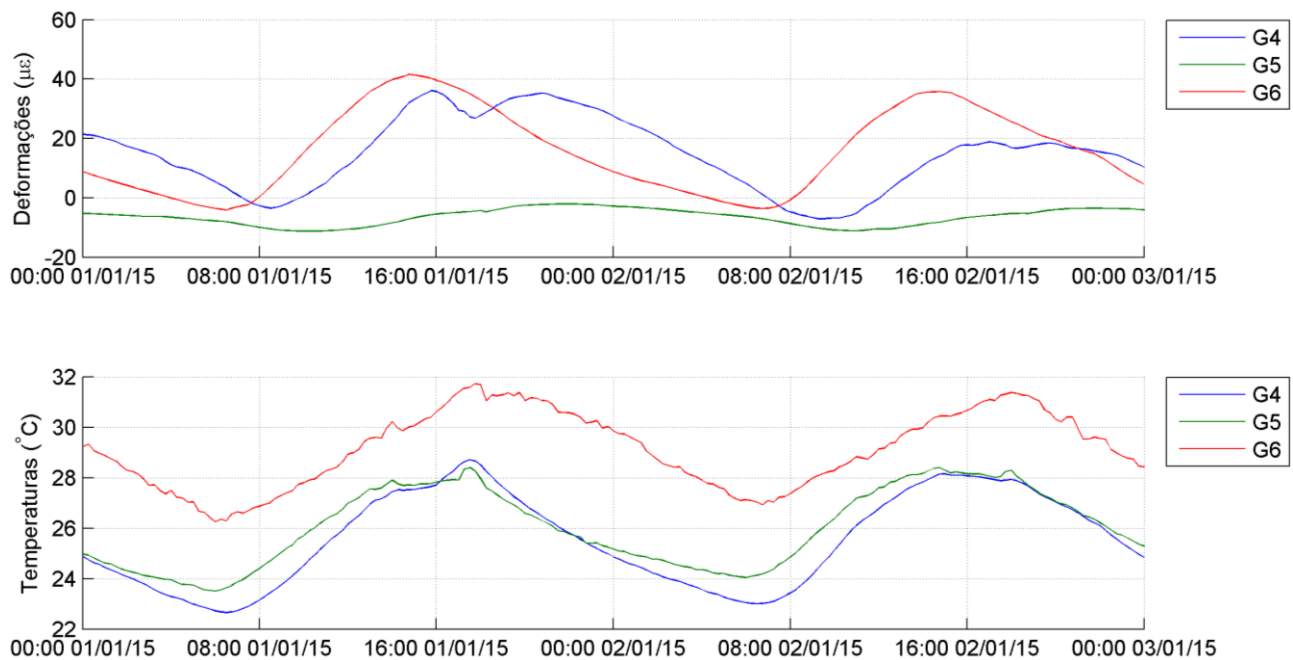


Figura E.15 – Comportamento da Seção S1B durante um período de três dias.

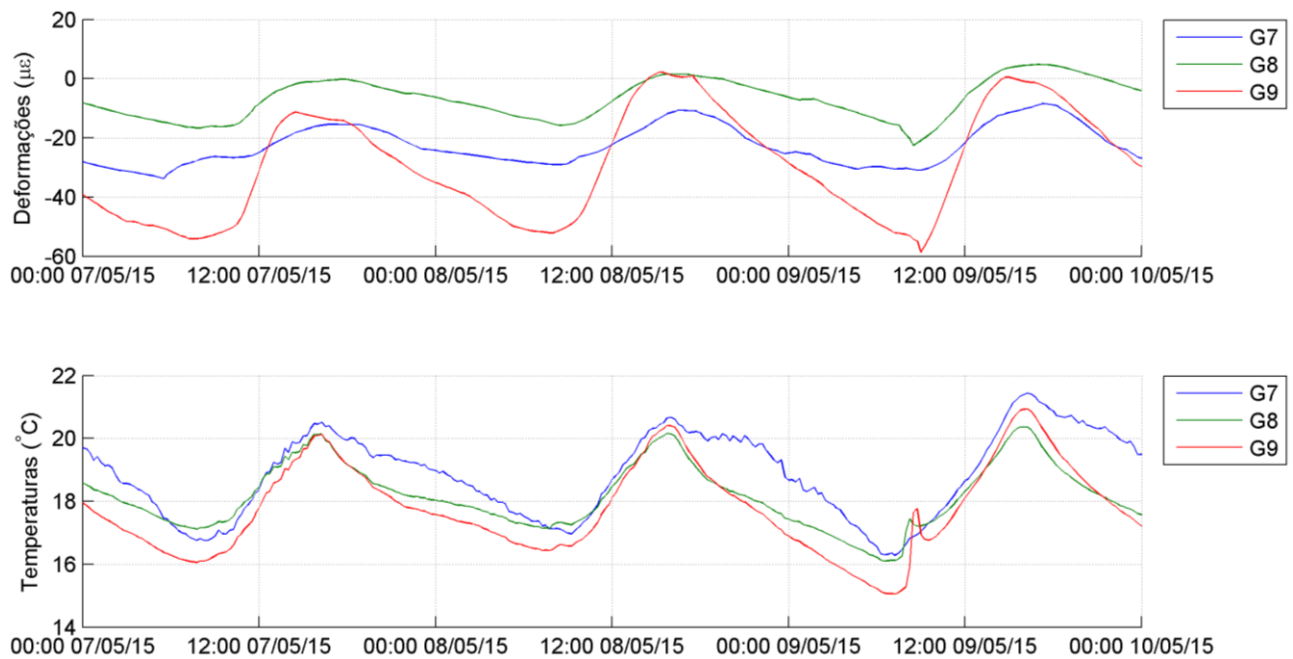


Figura E.16 – Comportamento da Seção S3A durante um período de três dias.

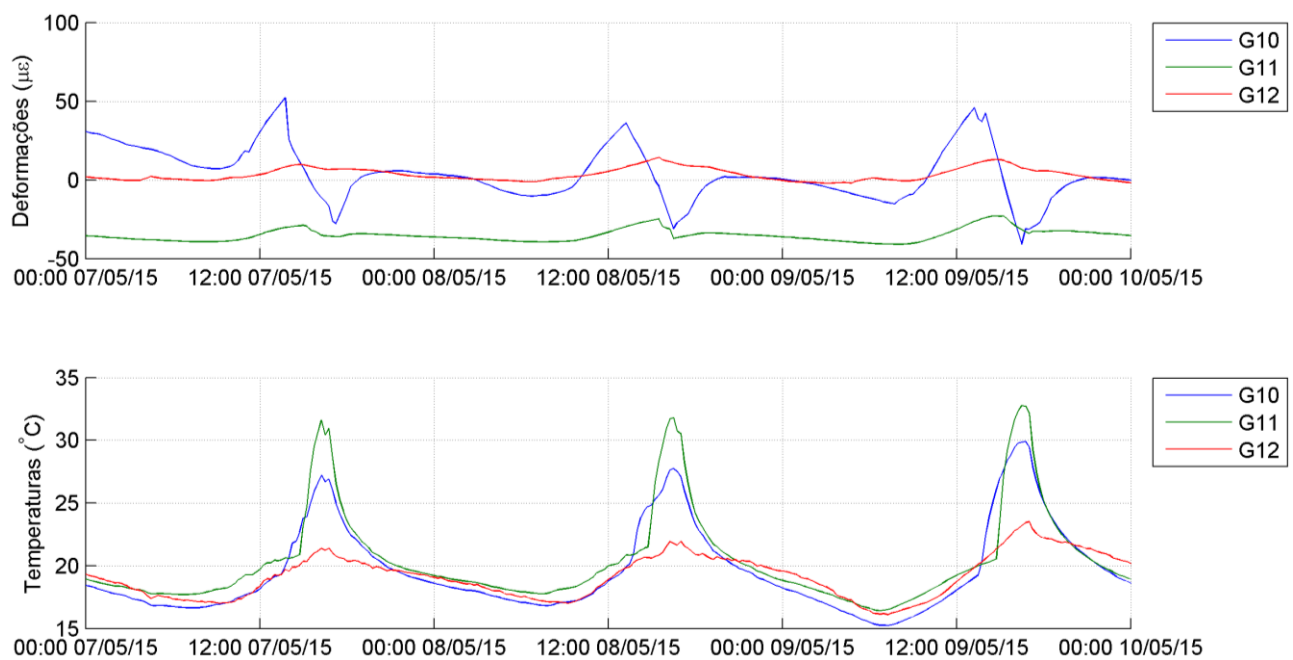


Figura E.17 – Comportamento da Seção S3B durante um período de três dias.

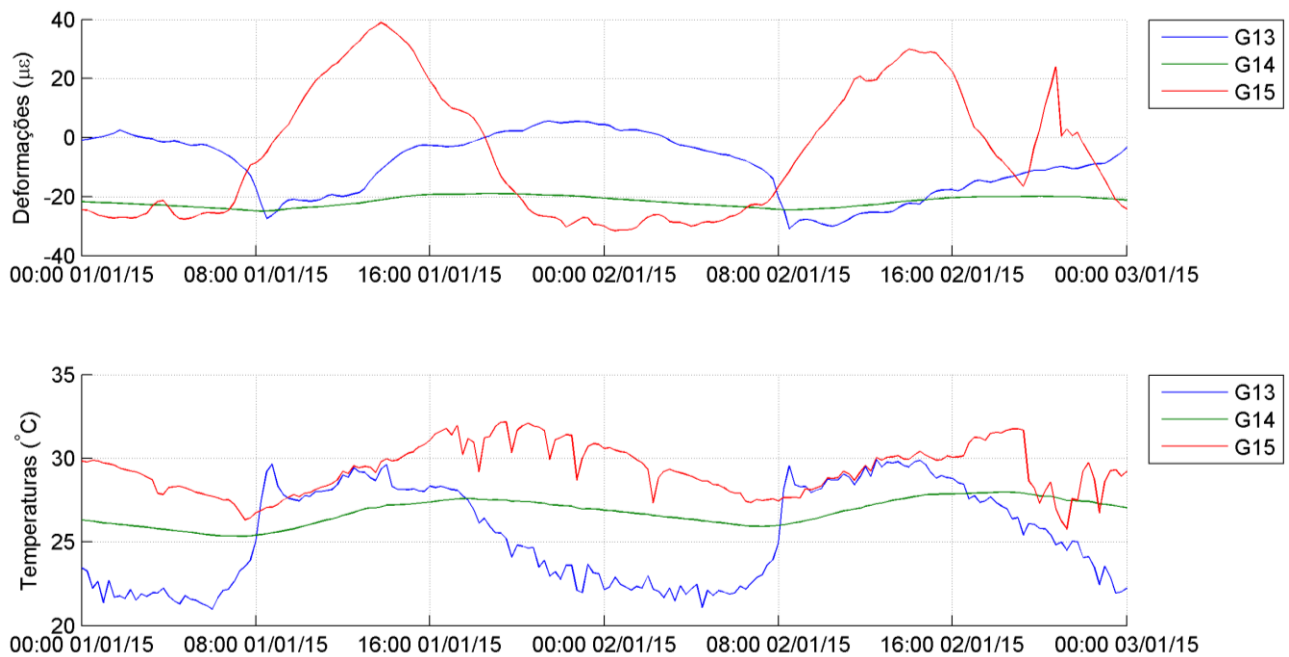


Figura E.18 – Comportamento da Seção S5A durante um período de três dias.

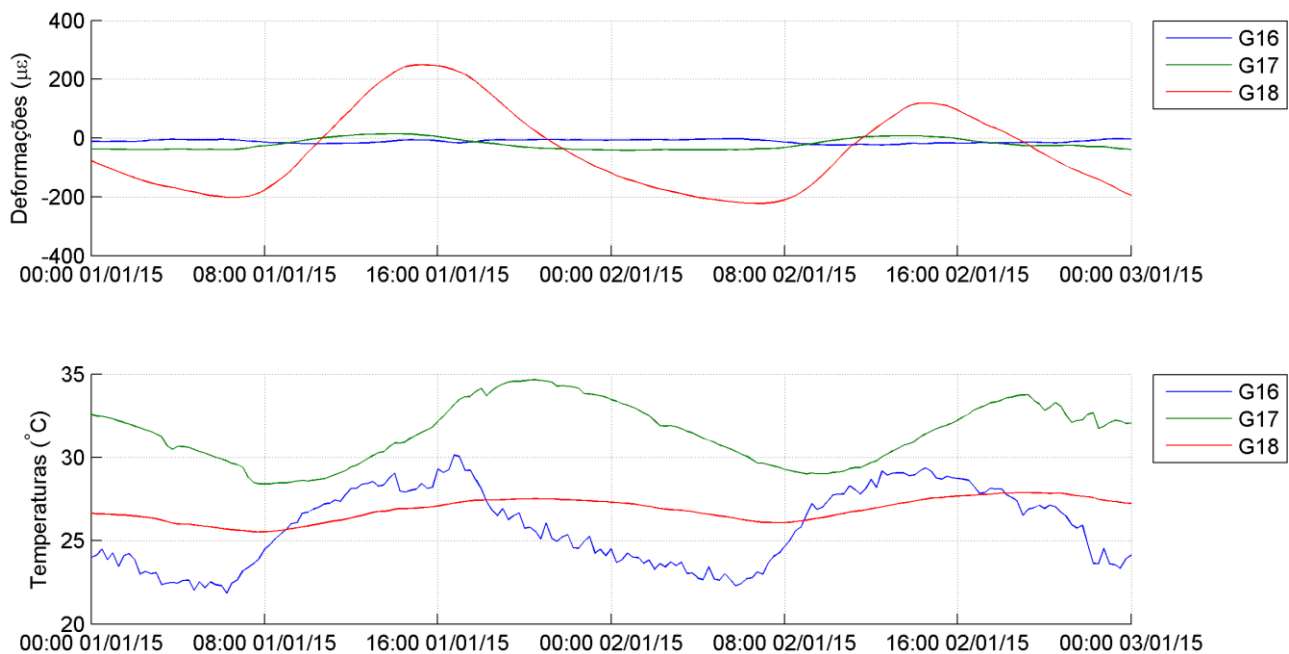


Figura E.19 – Comportamento da Seção S5B durante um período de dois dias.

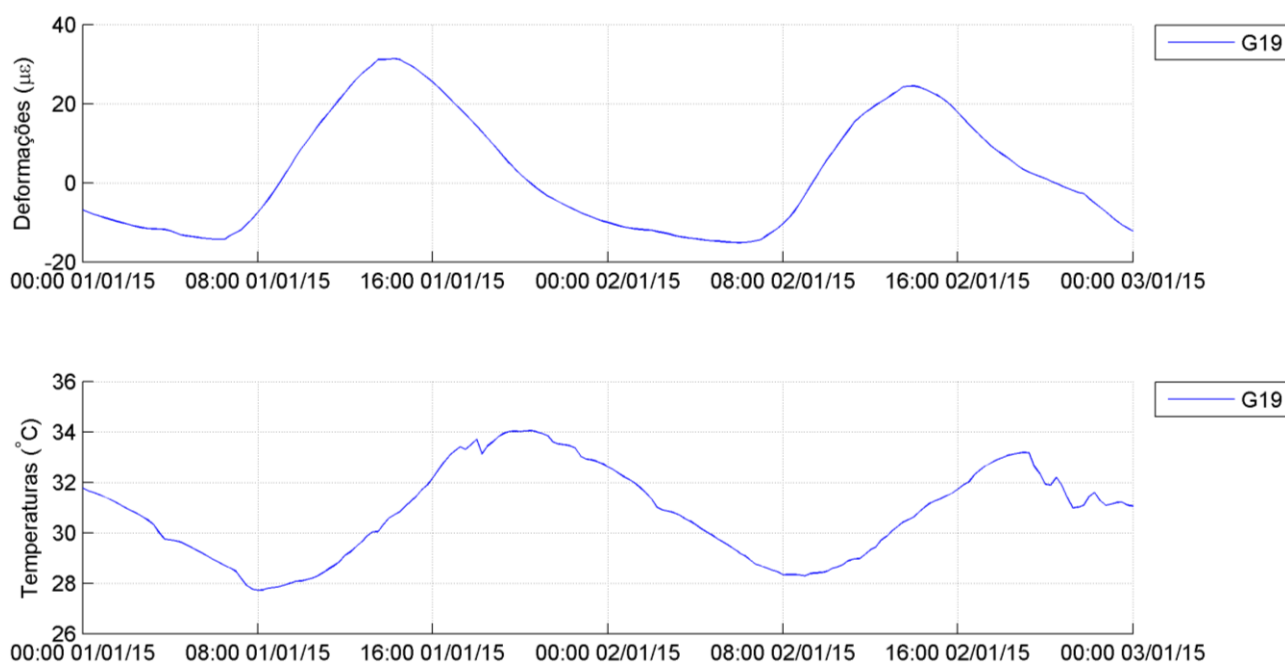


Figura E.20 – Comportamento armadura inferior da laje na seção S5 durante um período de três dias.

Através dos gráficos acima é possível notar a clara dependência entre as deformações e as temperaturas registradas. Observa-se no entanto que, o comportamento das deformações é bastante complexo, necessitando de estudos mais aprofundados para determinar a validade dos resultados e o verdadeiro comportamento.

Para buscar melhor quantificar as variações das deformações devido a efeitos térmicos ao longo do dia, os sinais foram processados de maneira a levantar a amplitude máxima, pico a pico, das temperaturas e deformações ao longo de cada dia de medição. Os resultados desta análise estão apresentados nas figuras que seguem.

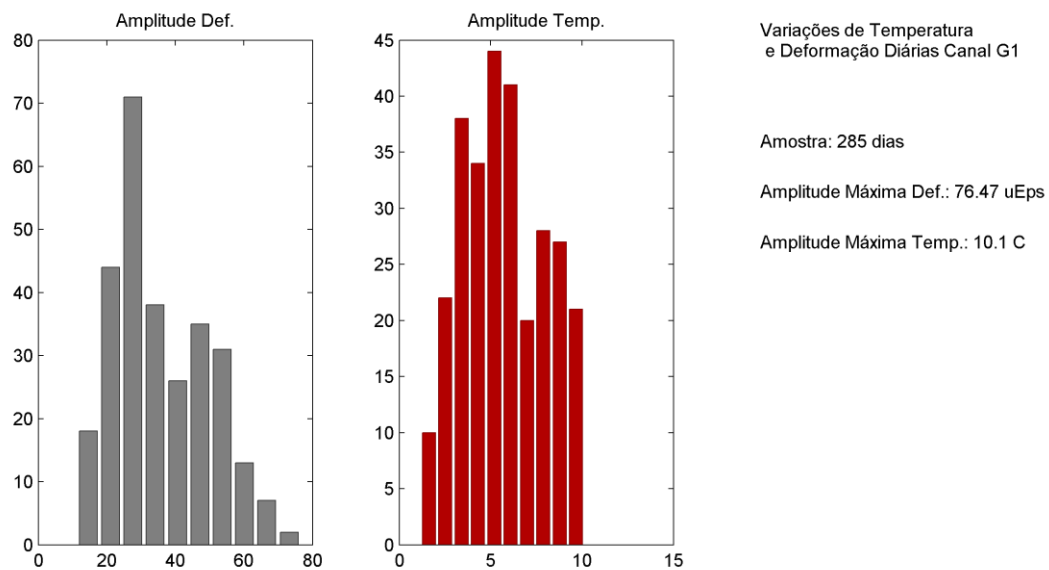


Figura E.21 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G1.

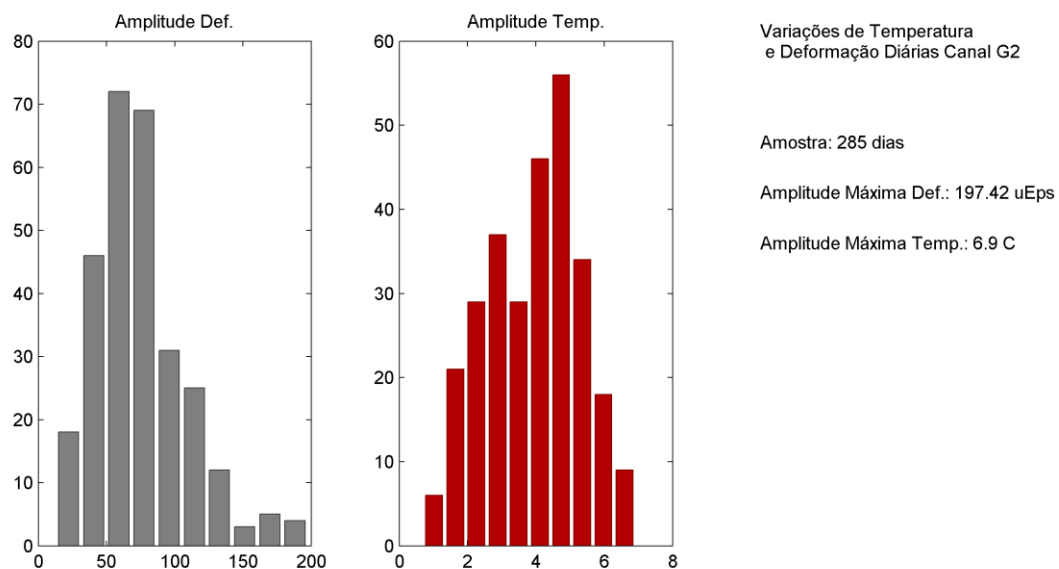


Figura E.22 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G2.

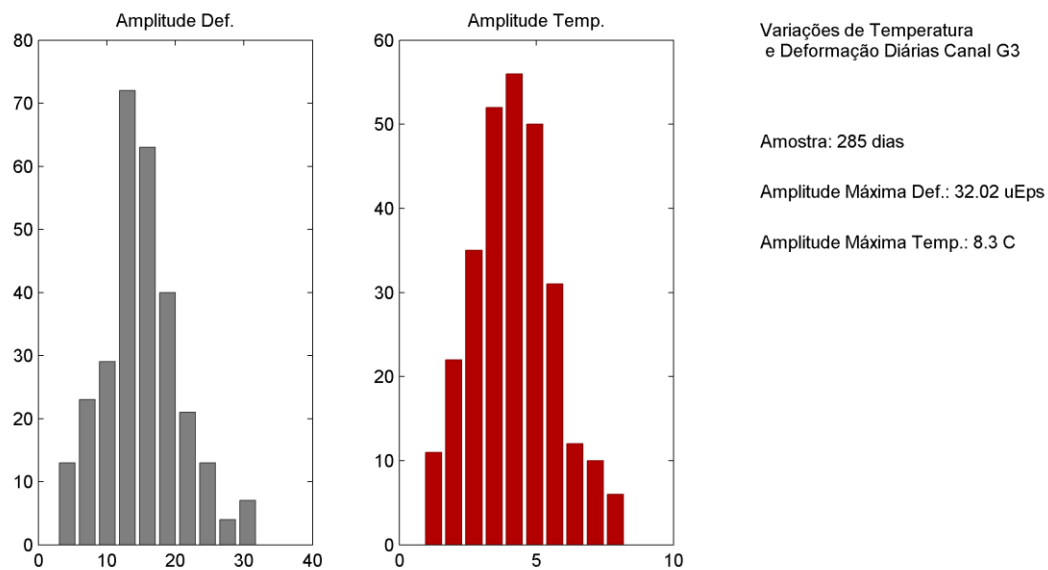


Figura E.23 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G3.

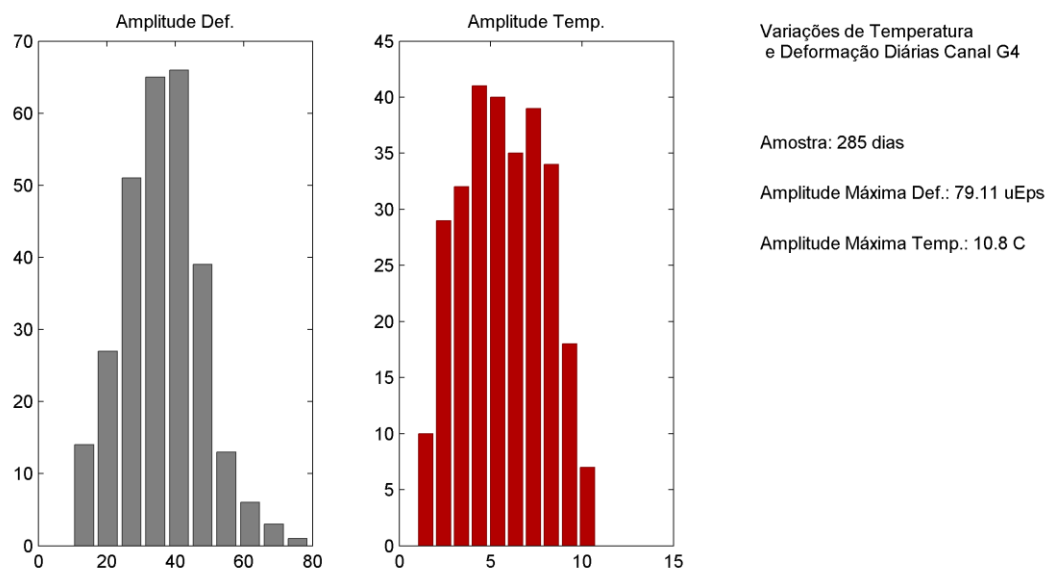


Figura E.24 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G4.

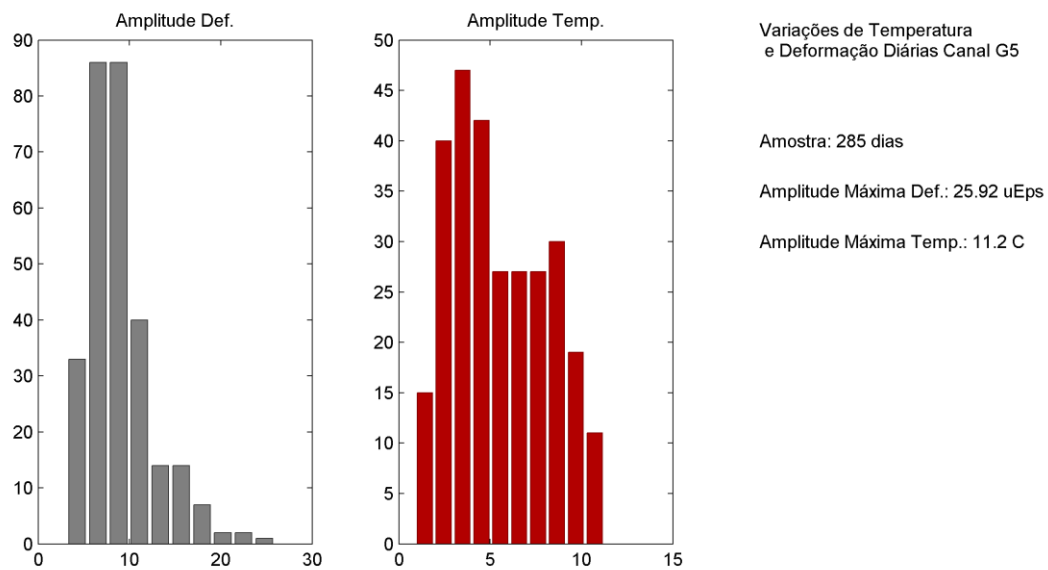


Figura E.25 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G5.

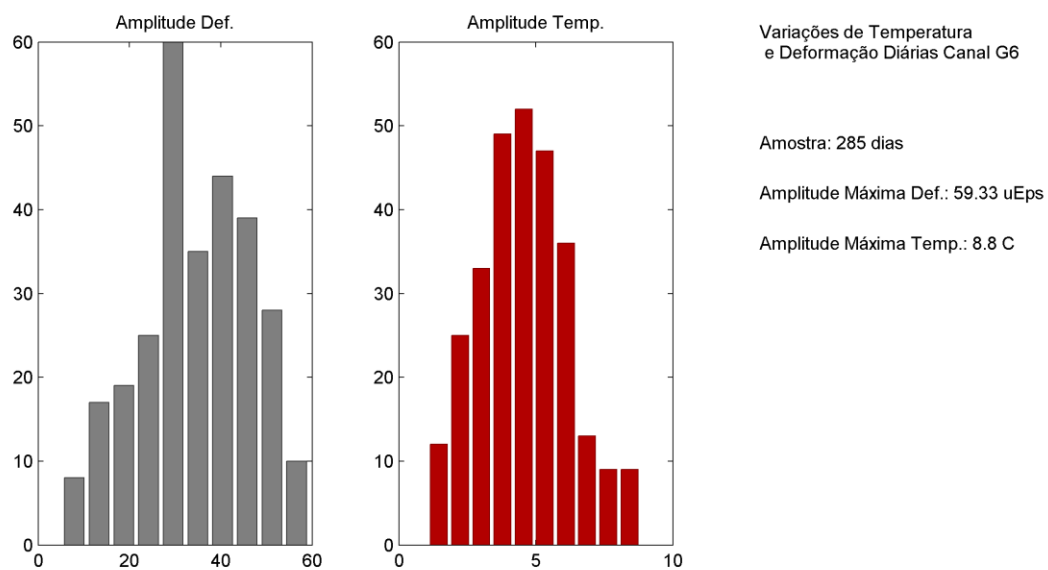


Figura E.26 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G6.

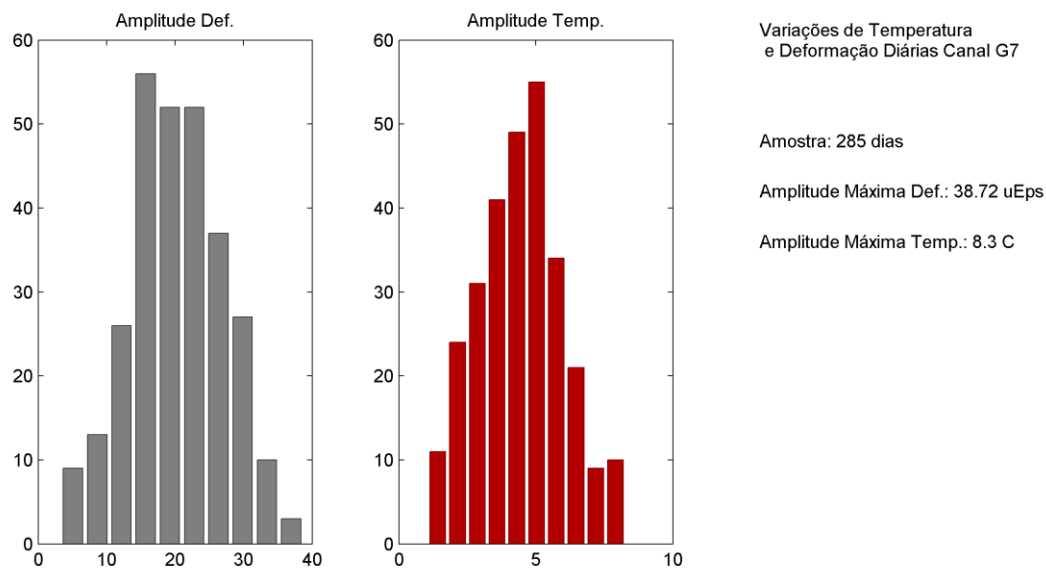


Figura E.27 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G7.

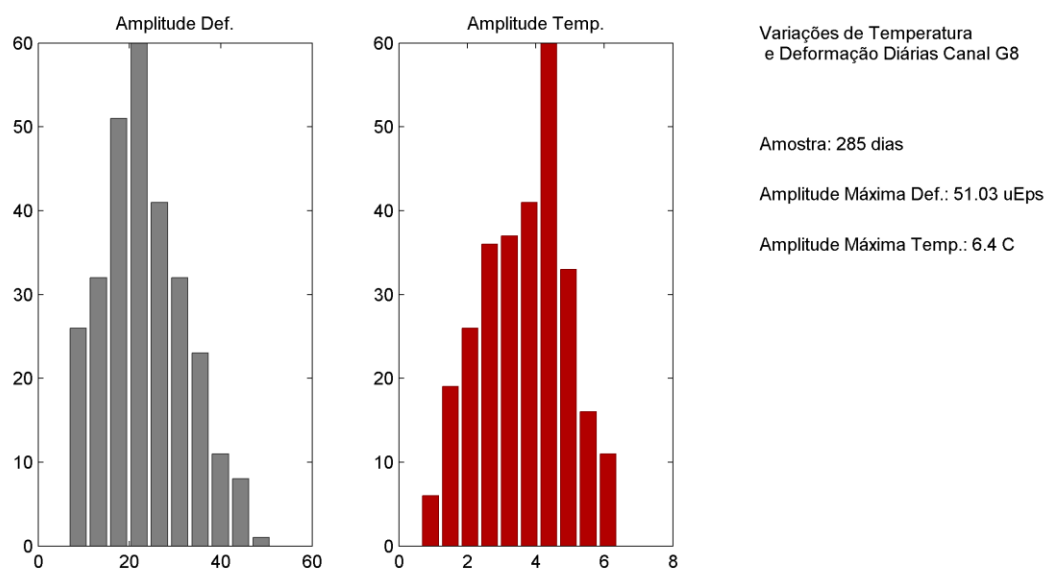


Figura E.28 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G8.

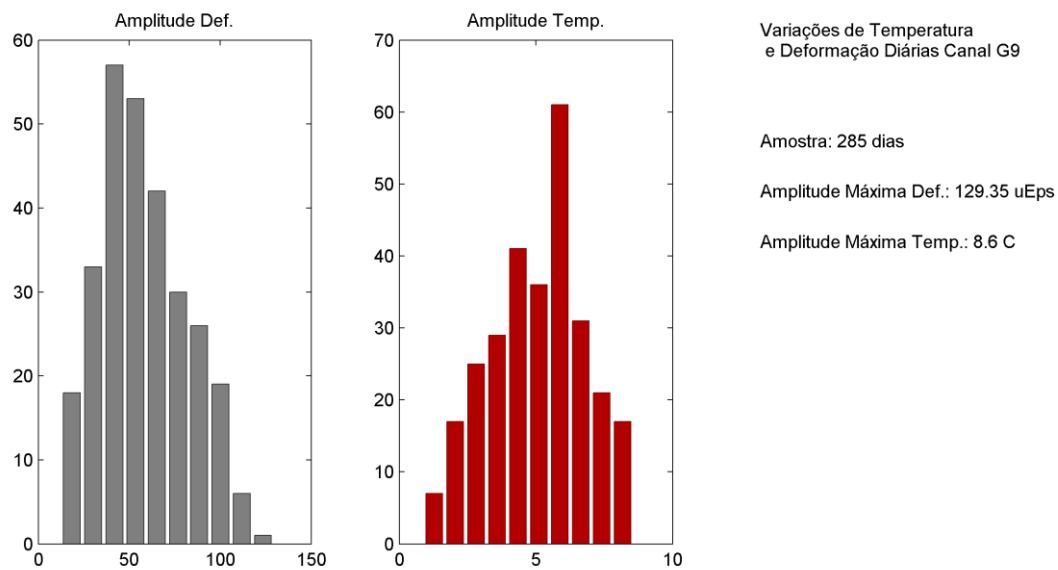


Figura E.29 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G9.

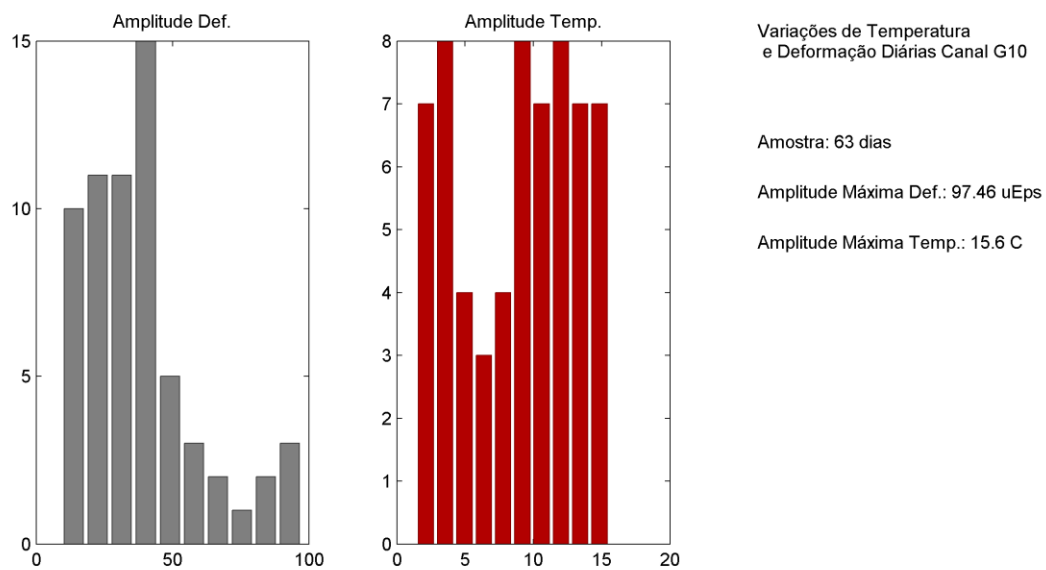


Figura E.30 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G10.

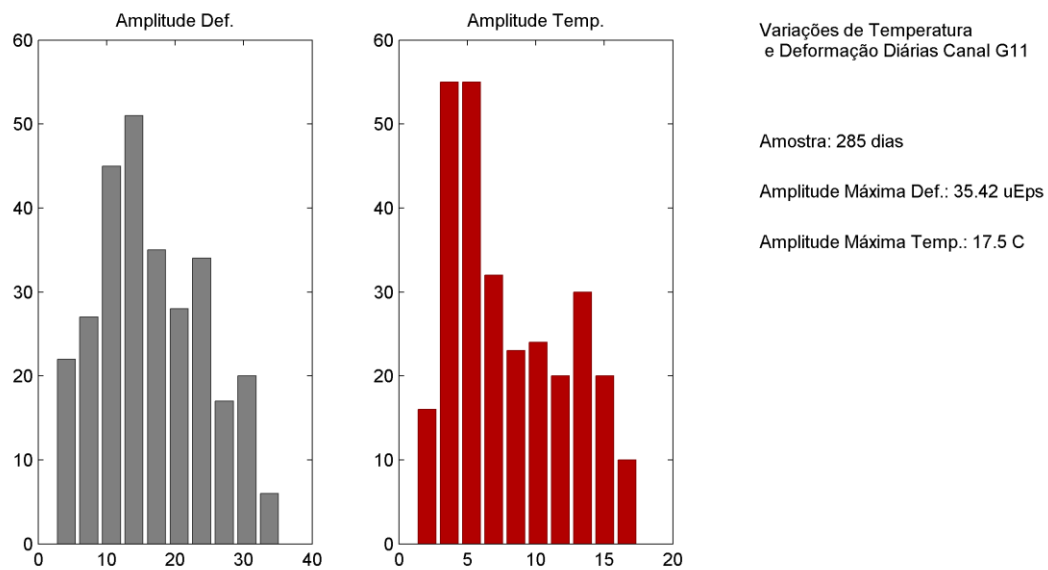


Figura E.31 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G11.

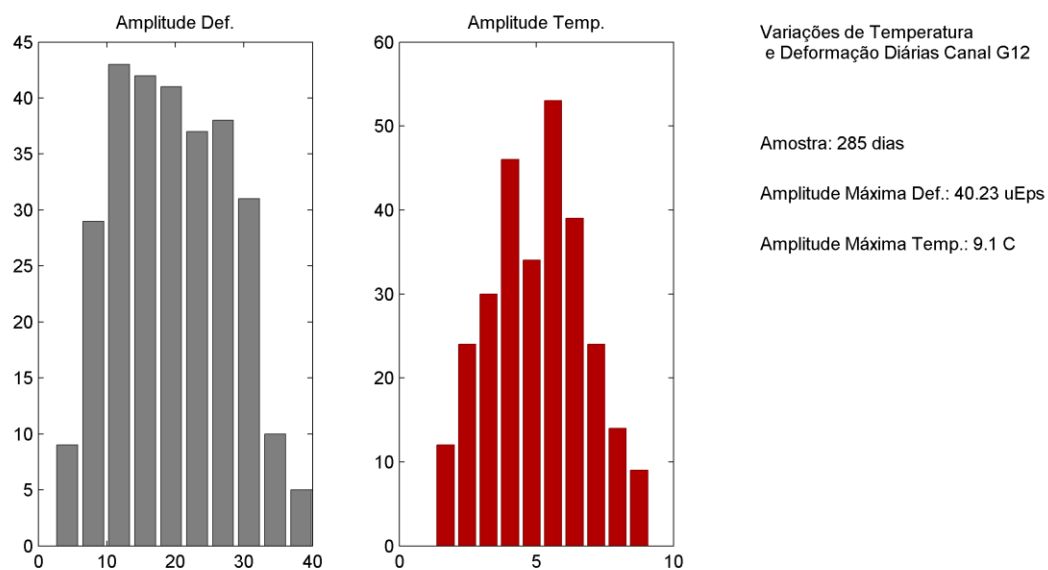


Figura E.32 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G12.

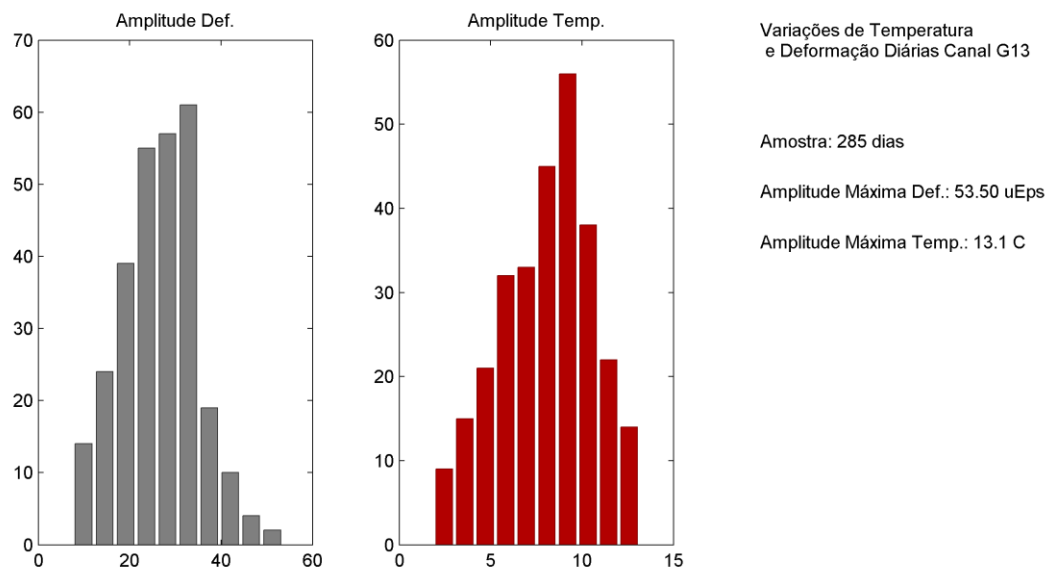


Figura E.33 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G13.

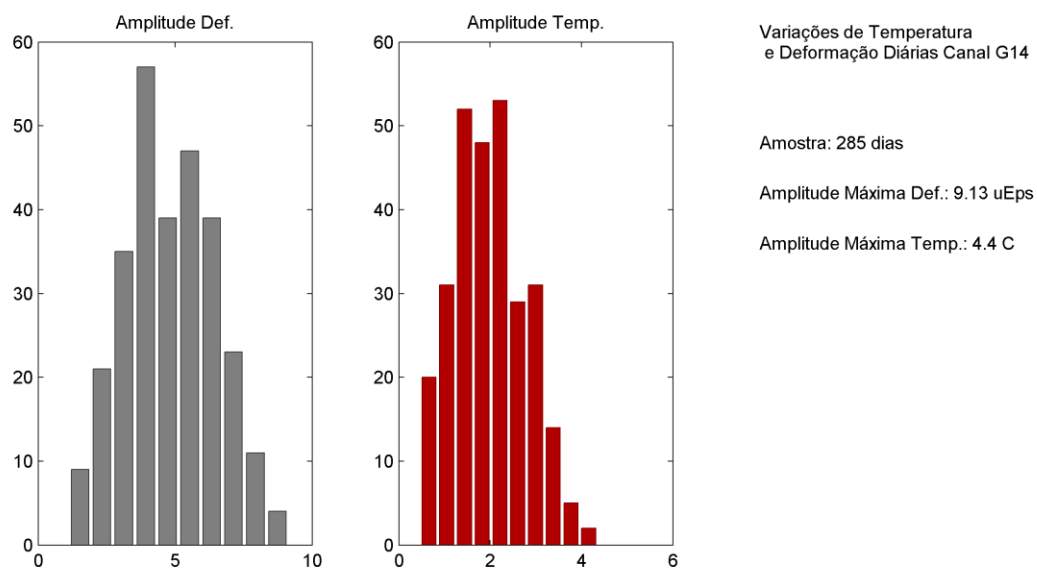


Figura E.34 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G14.

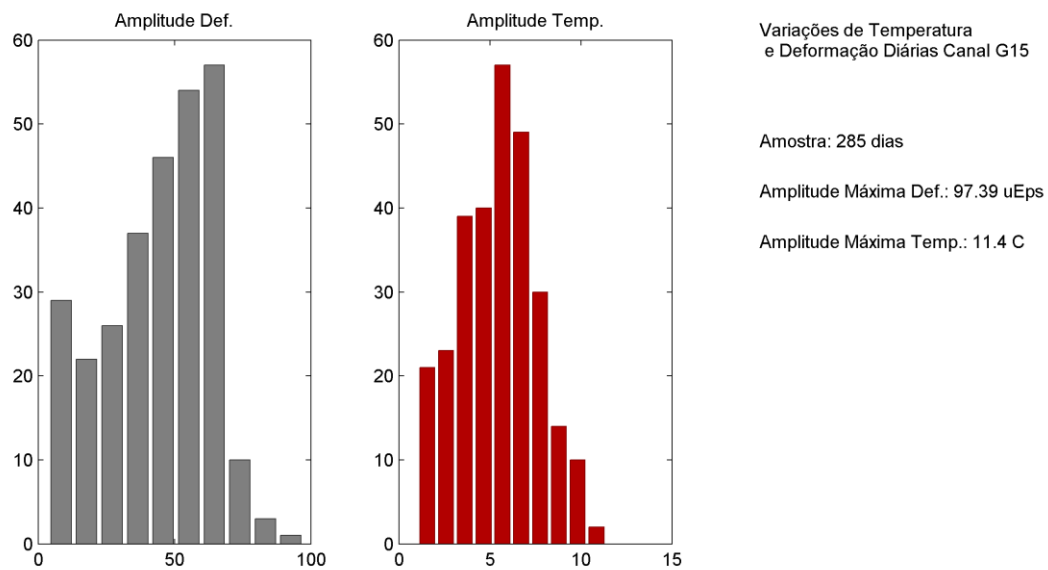


Figura E.35 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G15.

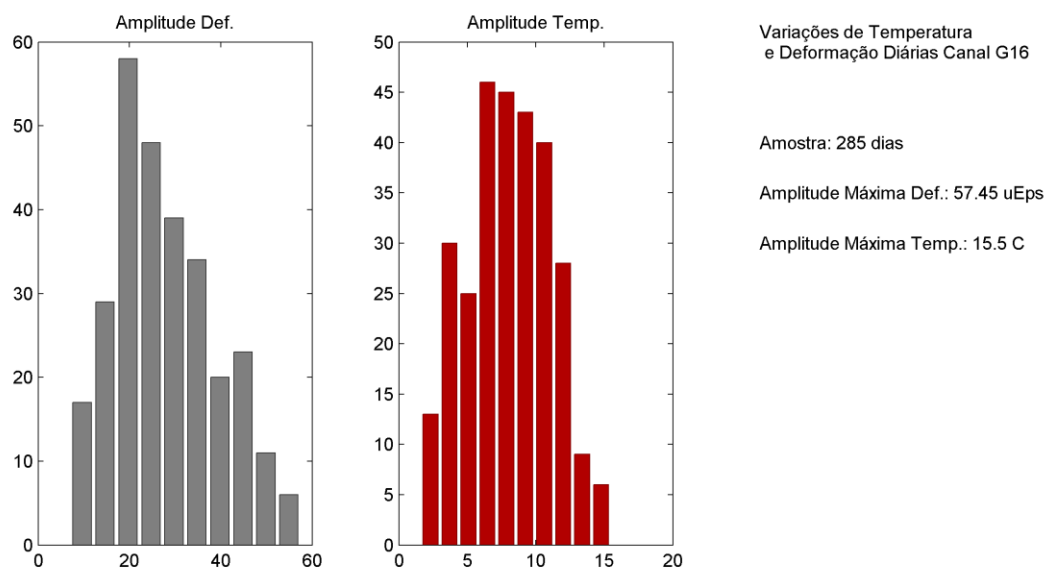


Figura E.36 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G16.

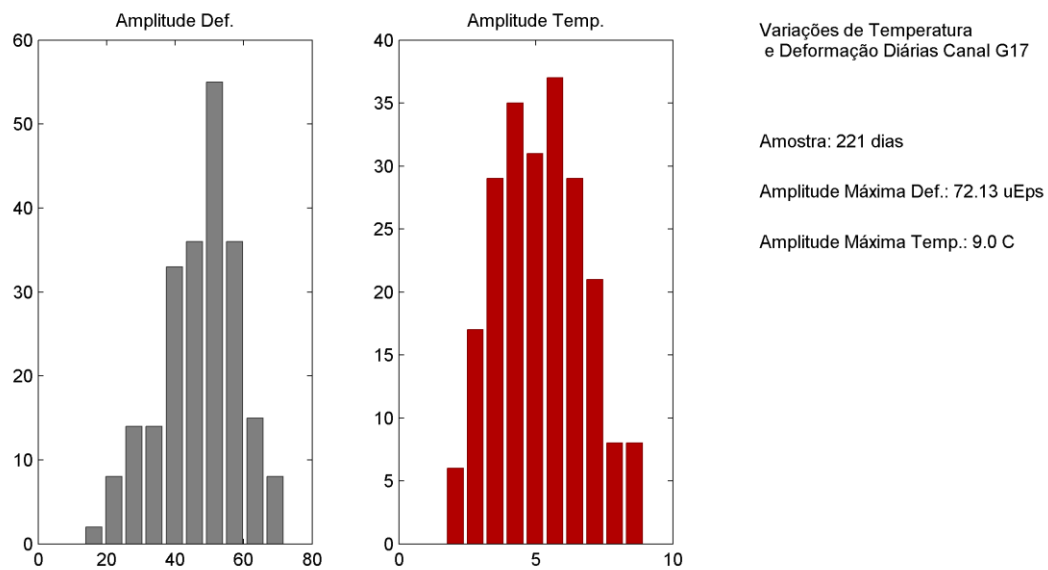


Figura E.37 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G17.

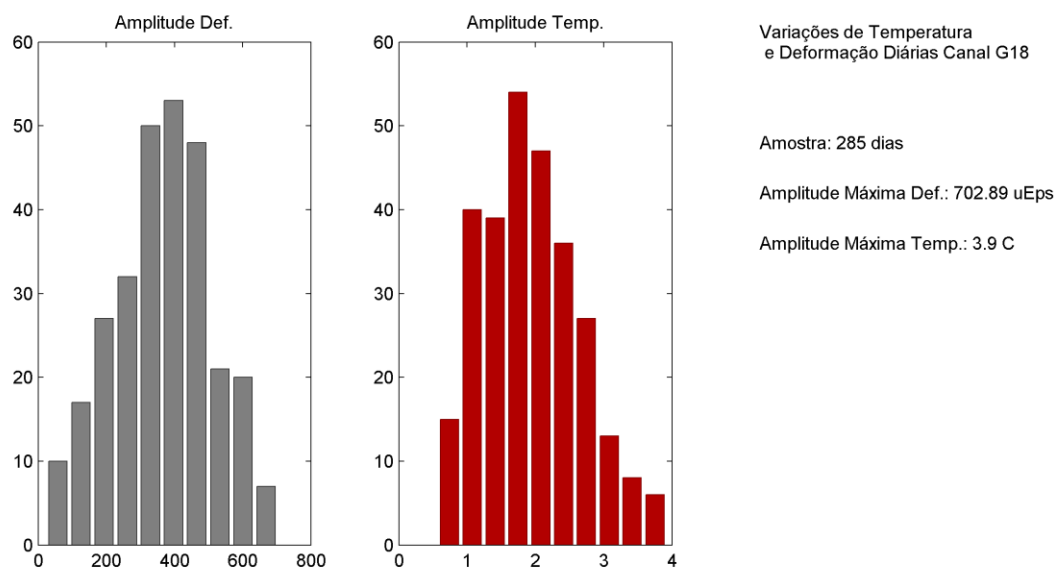


Figura E.38 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G18.

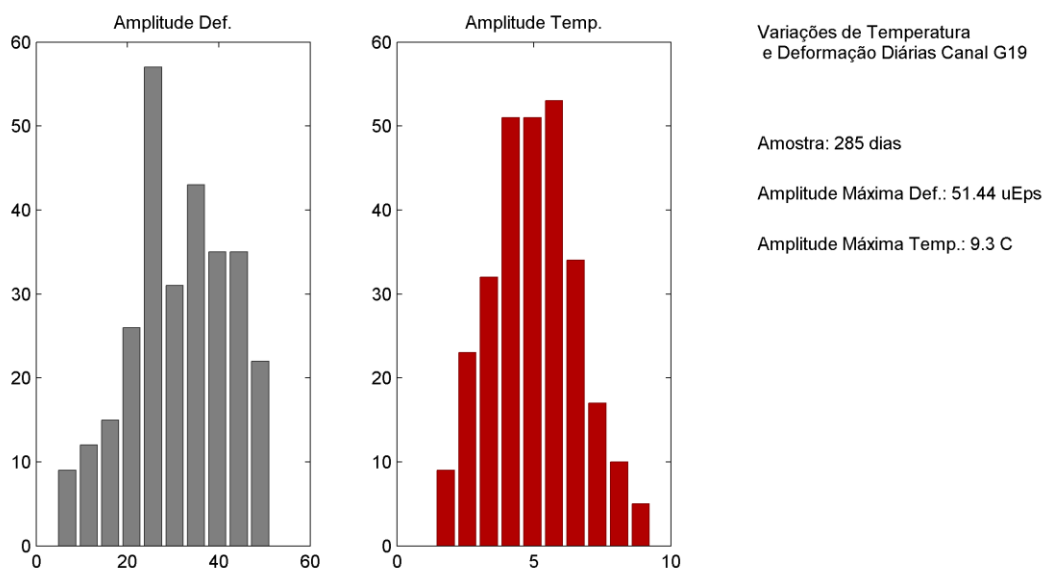


Figura E.39 – Amplitudes de temperatura e deformação diárias para o sensor G19.

Através dos histogramas é possível verificar que as amplitudes de deformação térmica ao longo dos dias observados depende da distribuição espacial dos sensores.

Conforme já comentado no item anterior, o sensor G18 apresentou grandes amplitudes de deformação, que pode ser observado novamente na Figura E.38. Inicialmente imaginou-se que o problema era devido ao posicionamento inadequado do mesmo. A Figura E.40 mostra o histograma durante o período anterior a esta mudança, já a Figura E.41 mostra o histograma após a mudança. Não há mudança significativa nas amplitudes registradas pelo aparelho nas posições diferentes, algo que sugere que o problema seja a calibração do mesmo.

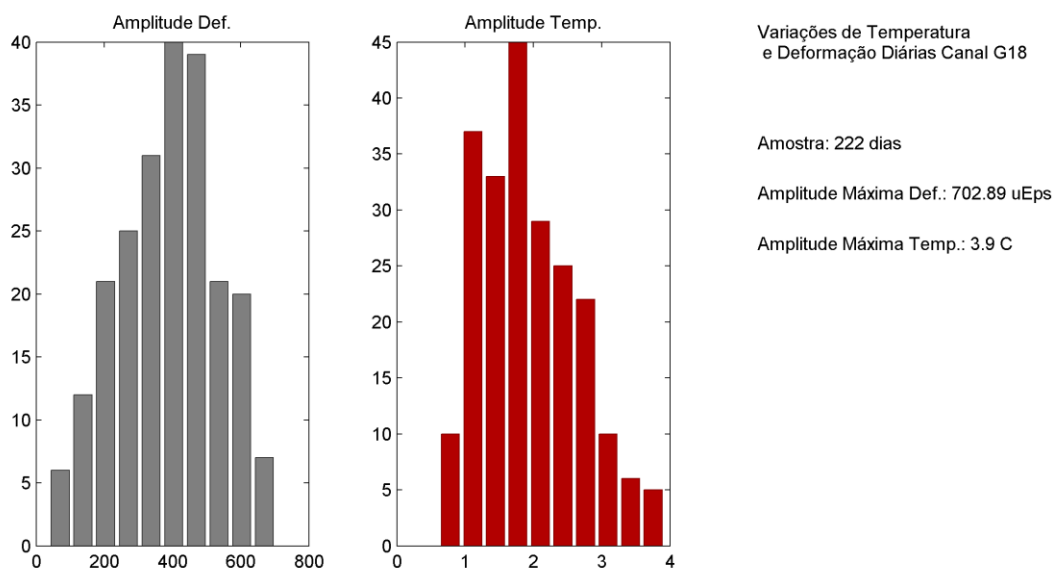


Figura E.40 – Histogramas das variações térmicas diárias do sensor G18 antes da mudança de posição.

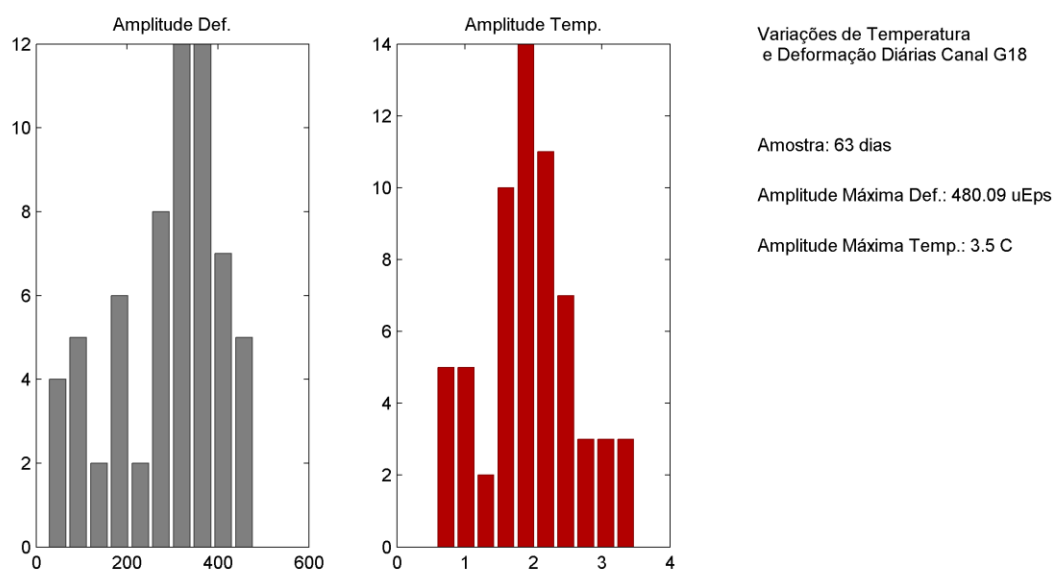


Figura E.41 – Histogramas das variações térmicas diárias do sensor G18 após a mudança de posição.

E.3. ANÁLISE DOS SINAIS COLETADOS PELO SISTEMA RÁPIDO

Nesta seção serão apresentados os resultados das análises realizadas utilizando os sinais coletados pelo sistema de medição rápido. Conforme apresentado do ANEXO D este sistema coleta dados devido as cargas móveis sobre a ponte. Cada ocorrência de carregamento é registrada através de

um trigger a partir do qual, são armazenados os sinais e as imagens durante o período de carregamento.

E.3.1. Análise dos valores máximos registrados nas armaduras

Os eventos de carregamento registrados pelo sistema de medição rápido entre os dias 26/09/2014 e 02/07/2015 foram processados para a obtenção das deformações máximas. Por simplicidade esta análise limitou-se aos extensômetros instalados nas armaduras inferiores das longarinas e da laje do tabuleiro. Os registros que apresentaram os maiores valores durante o período são apresentados através das séries temporais dos sinais e das imagens dos veículos sobre a ponte.

E.3.1.1. Seção S1

Na Figura E.42 está apresentado o histograma de máximos para as armaduras E1 e E4 localizadas na seção S5 do plano de monitoramento.

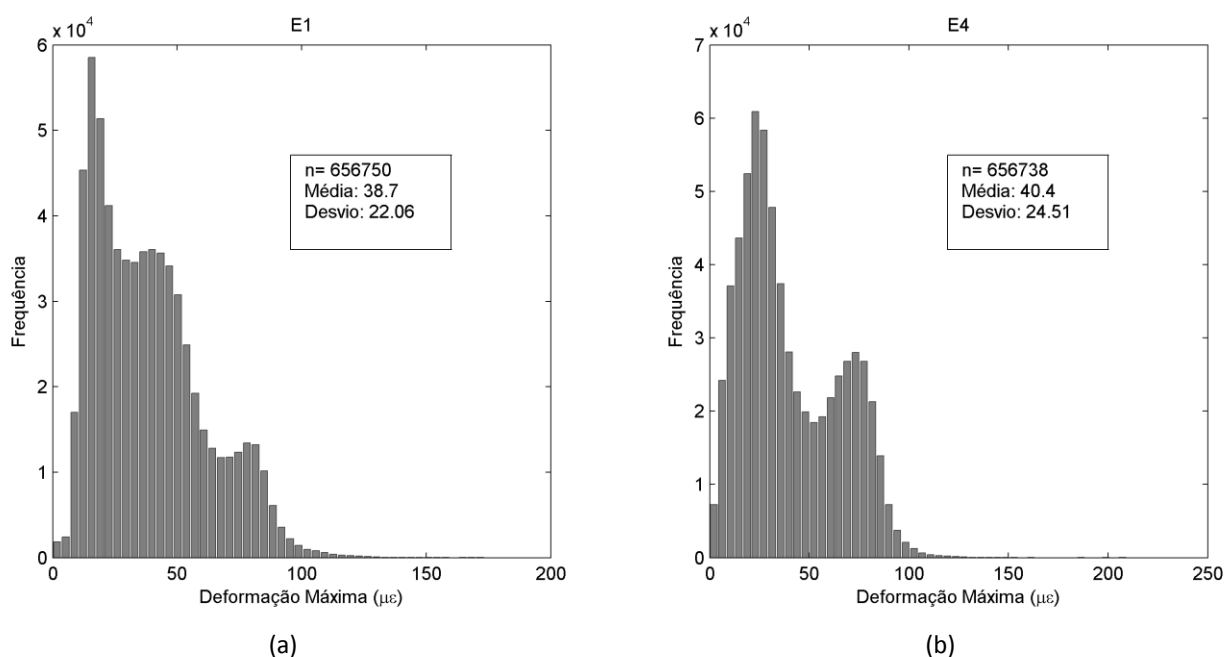


Figura E.42 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E1 e E4.

Na Tabela D.7 encontram-se os registros com os dez maiores valores de máximos registrados pelos sensores E1 e E4. Nas figuras que seguem a tabela é possível visualizar as imagens correspondentes aos carregamentos sobre a ponte e os sinais no tempo para os sensores da seção S1 para os três maiores valores registrados na tabela.

Tabela E.1 – Máximos registrados para os sensores E1 e E4.

	Máximo	Data	Hora		Máximo	Data	Hora
E1	173.29	29/10/2014	21:52:40	E4	209.24	27/09/2014	12:11:37
	171.25	29/10/2014	09:52:13		199.39	06/06/2015	14:15:50
	167.20	14/10/2014	12:33:43		185.94	30/06/2015	13:44:41
	163.65	14/10/2014	06:15:19		159.62	21/03/2015	07:00:56
	158.41	12/04/2015	07:23:22		159.51	06/01/2015	16:27:37
	156.58	14/05/2015	20:40:38		153.54	06/03/2015	12:52:19
	156.47	26/03/2015	21:55:39		153.50	31/03/2015	09:43:48
	155.79	18/12/2014	02:46:14		151.23	15/10/2014	09:39:05
	154.70	04/03/2015	22:49:29		148.58	28/09/2014	16:15:49
	153.36	15/10/2014	09:39:05		147.29	09/01/2015	07:04:35

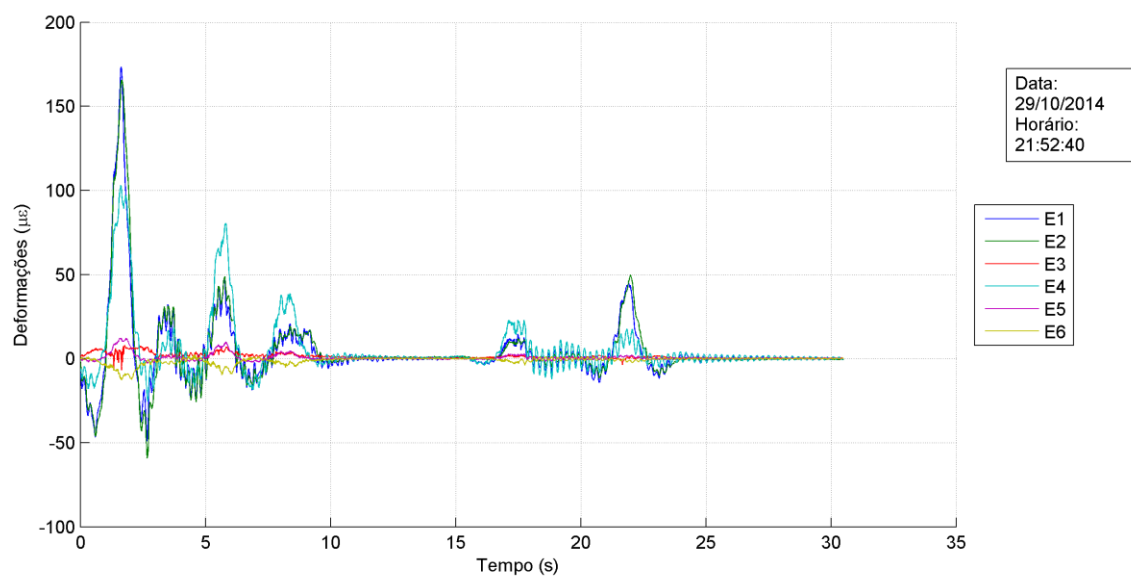


Figura E.43 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E1.

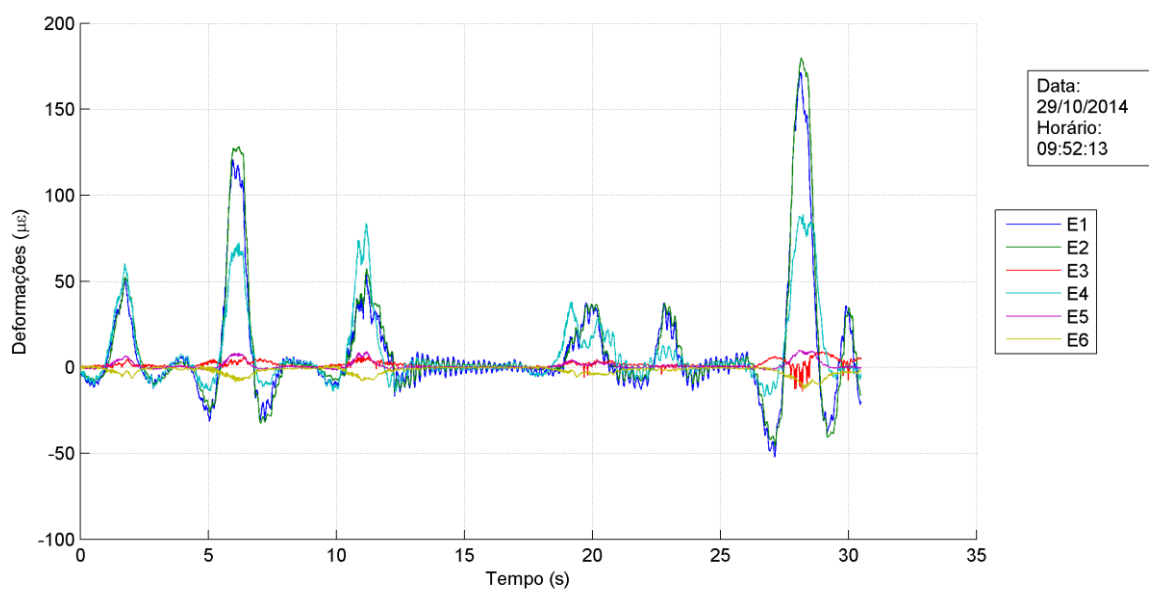


Figura E.44 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E1.

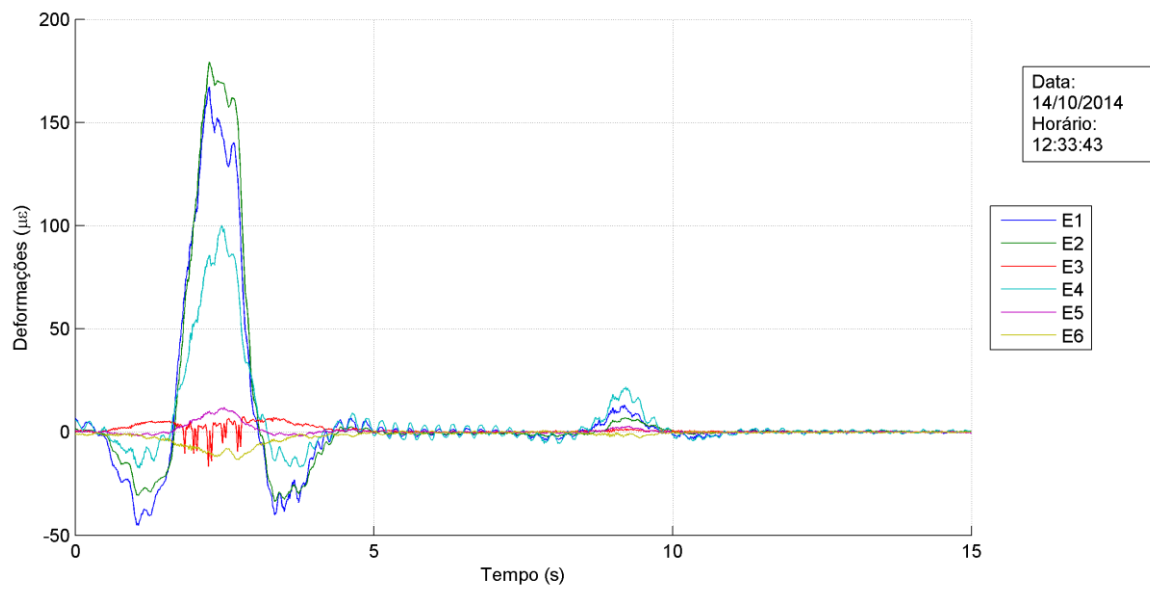


Figura E.45 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E1.

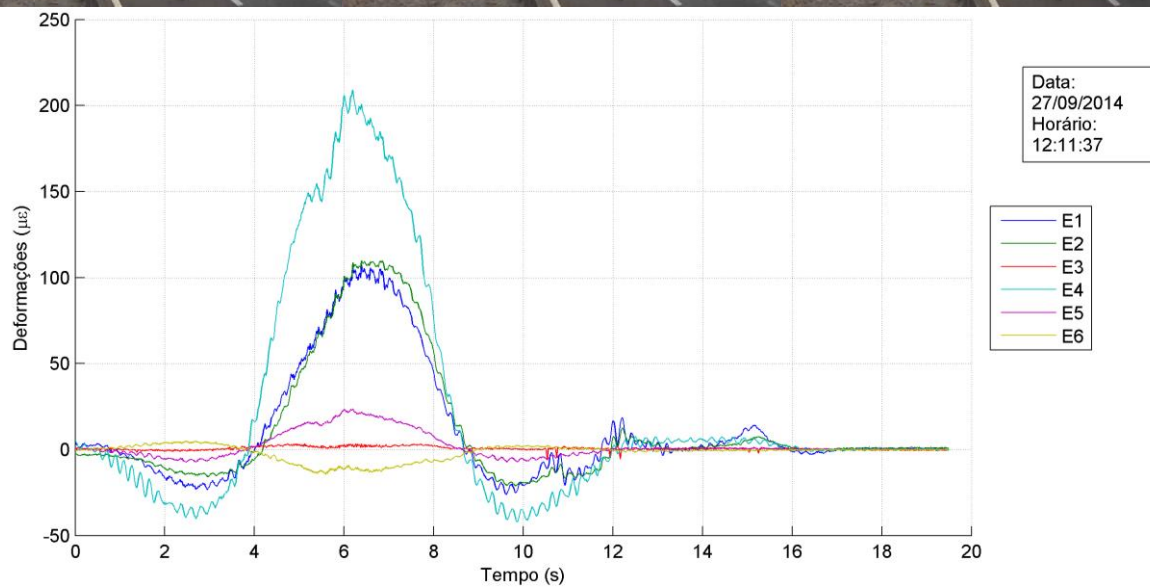


Figura E.46 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E4.

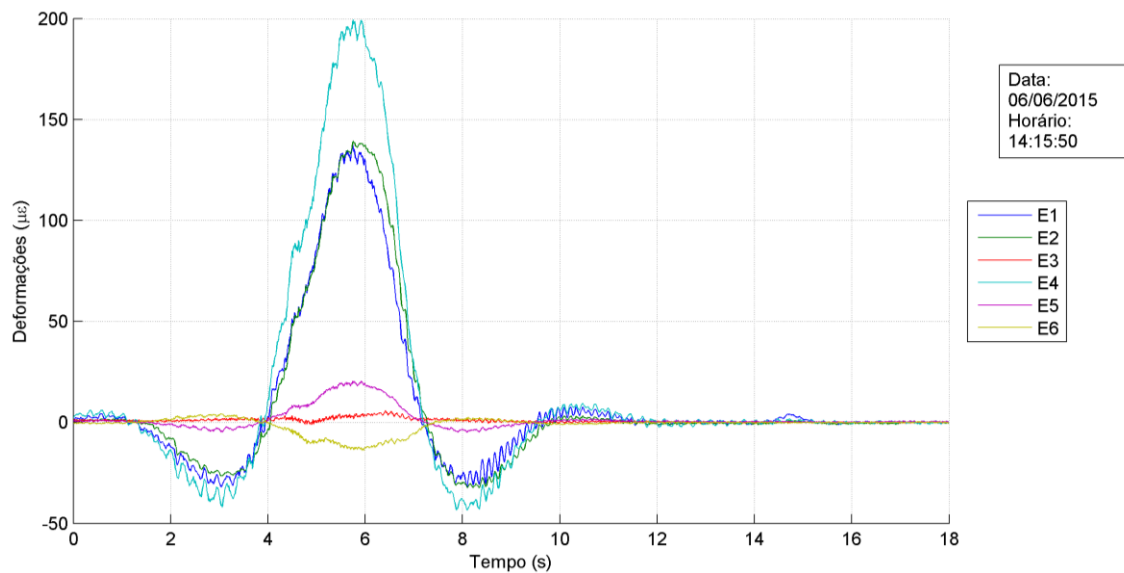


Figura E.47 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E4 (câmera inoperante no período de ocorrência).

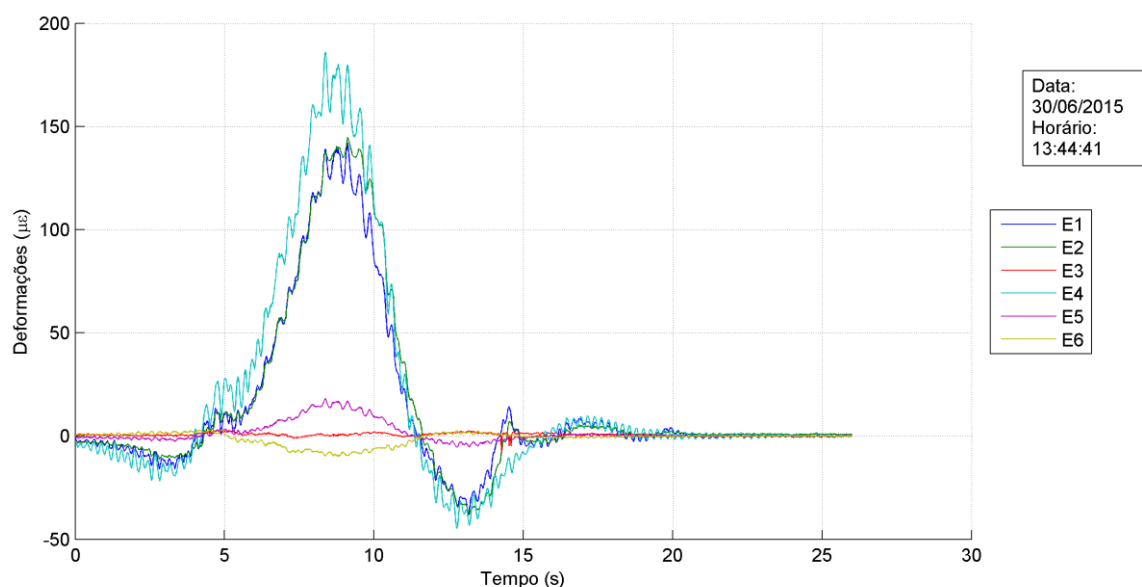


Figura E.48 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E4.

A respeito dos resultados para a seção S1, observa-se que os valores máximos obtidos são devido a comboios de veículos pesados (Figura E.43, Figura E.44 e Figura E.45) ou de cargas especiais (Figura E.48 e Figura E.46). As deformações do extensômetro E2 chamam a atenção pois são da mesma ordem de grandeza que o E1, que fica localizado na armadura inferior da longarina. Este resultado é curioso pois não é compatível com as hipóteses de seção na flexão. Vale observar que nos estudos das deformações térmicas o sensor G2 apresentou amplitudes superiores ao G1. Até o momento não foi contatada a causa deste fenômeno.

E.3.1.2. Seção S3

Na figura abaixo encontram-se os histogramas de máximos para os extensômetros nas armaduras inferiores da seção S3.

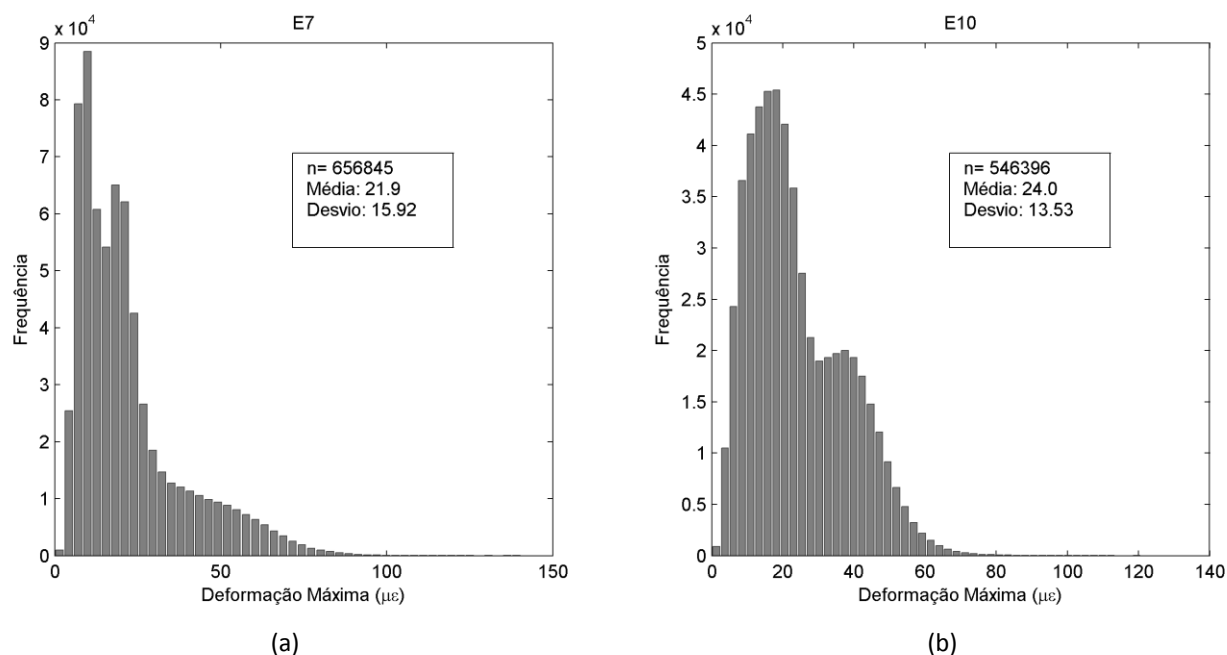


Figura E.49 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E7 e E10.

De maneira similar ao item anterior, a tabela abaixo lista os registros dos maiores valores de máximo e as figuras que seguem mostram a série temporal e as imagens do carregamento.

Tabela E.2 – Máximos registrados para os sensores E7 e E10.

	Máximo	Data	Hora		Máximo	Data	Hora
E7	140.47	05/12/2014	19:27:55	E10	113.29	27/09/2014	12:11:37
	137.04	12/04/2015	07:23:22		112.28	31/03/2015	09:44:18
	131.42	10/06/2015	21:54:07		110.45	30/04/2015	18:38:30
	131.18	17/03/2015	04:28:33		105.80	20/01/2015	18:12:33
	125.83	14/05/2015	20:40:38		103.96	06/03/2015	12:52:19
	125.23	23/03/2015	21:09:36		102.62	21/10/2014	15:45:04
	124.59	29/10/2014	21:52:40		101.77	13/10/2014	22:33:04
	122.75	26/12/2014	19:33:18		100.67	26/02/2015	10:39:04
	120.79	25/06/2015	08:45:59		100.32	17/02/2015	12:04:12
	120.34	29/10/2014	09:52:13		98.38	14/10/2014	10:02:17

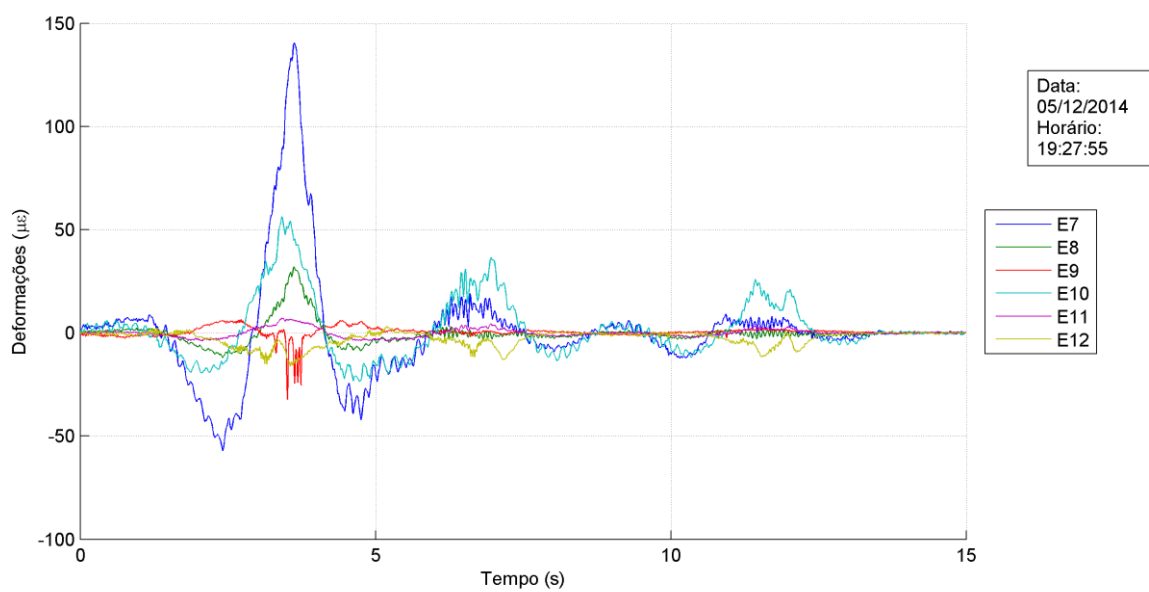


Figura E.50 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E7.

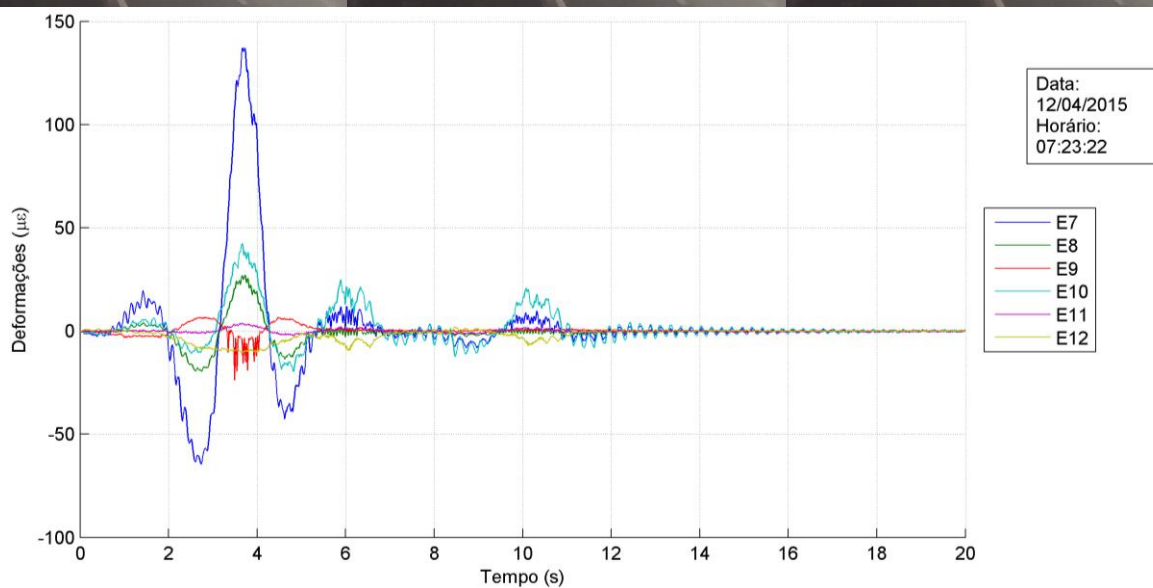


Figura E.51 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E7.

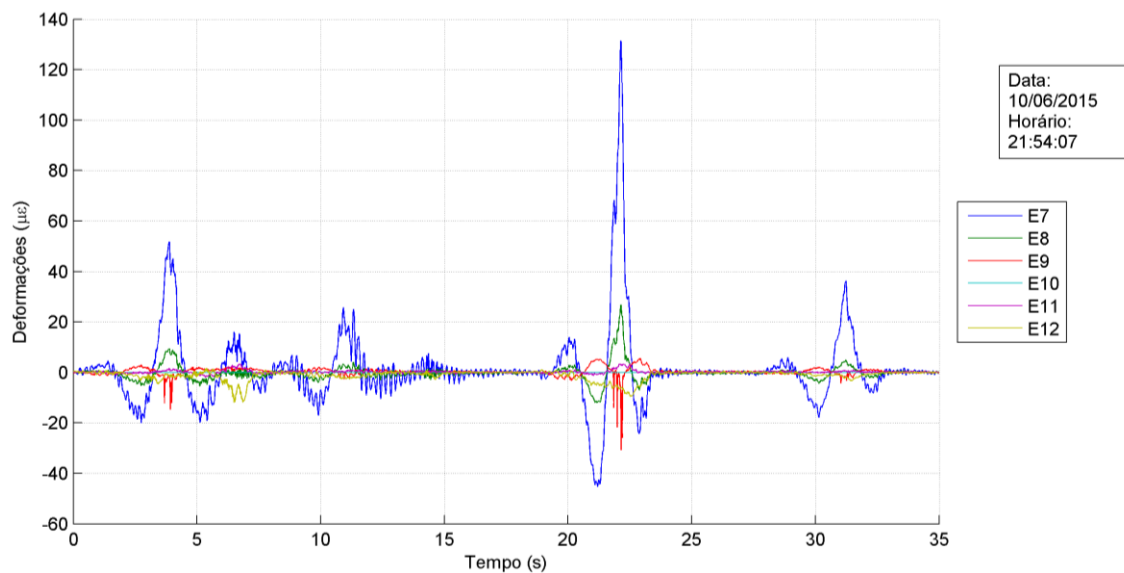


Figura E.52 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E7(câmera inoperante no período de ocorrência).

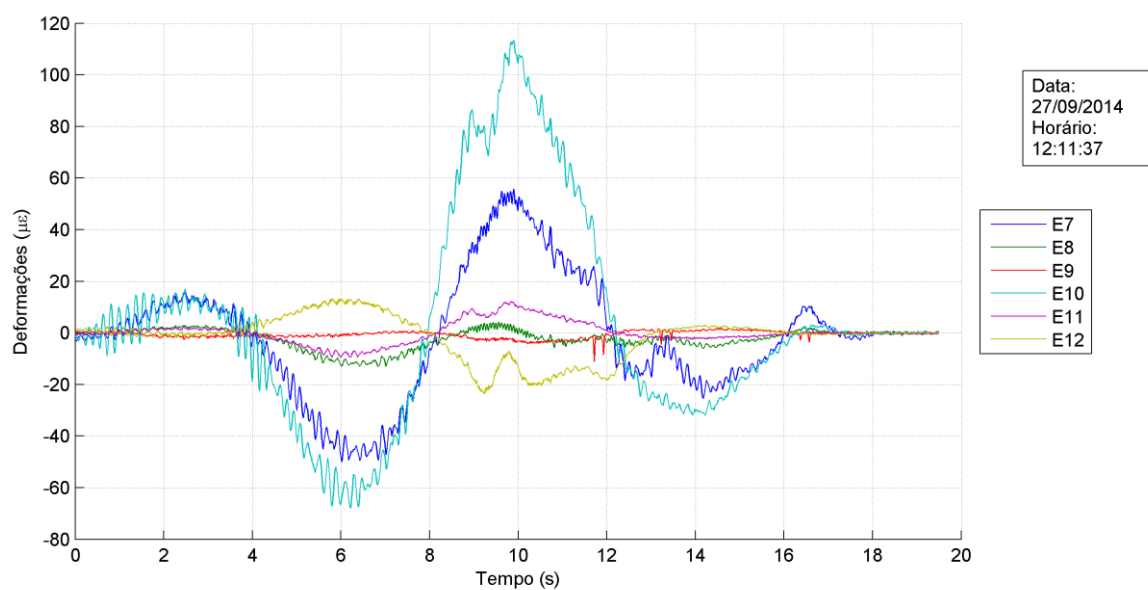


Figura E.53 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E10.

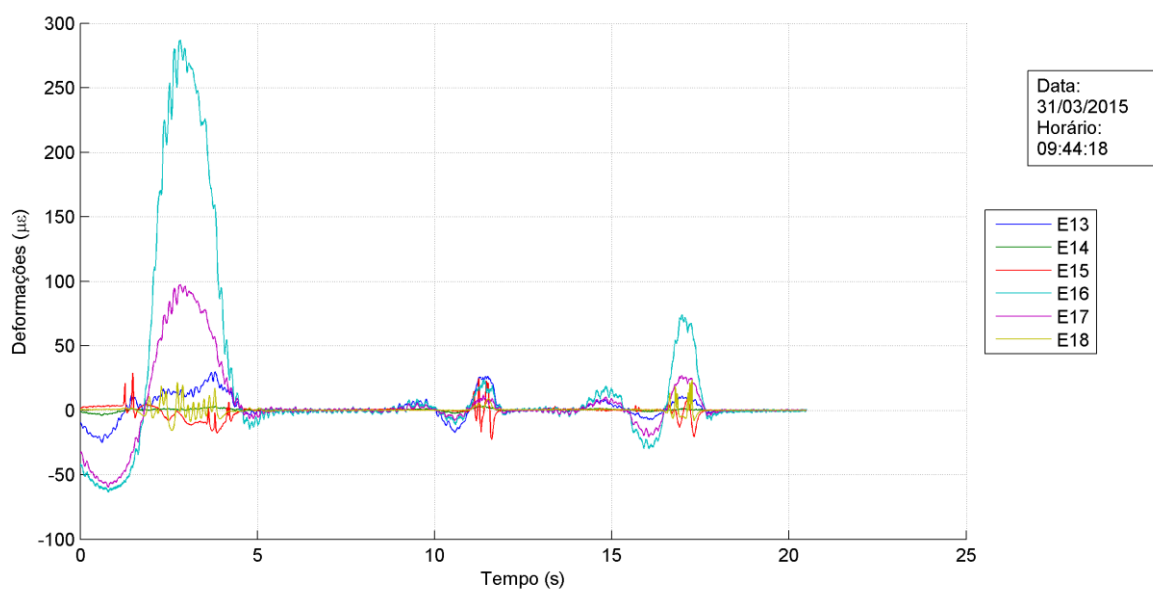


Figura E.54 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E10.

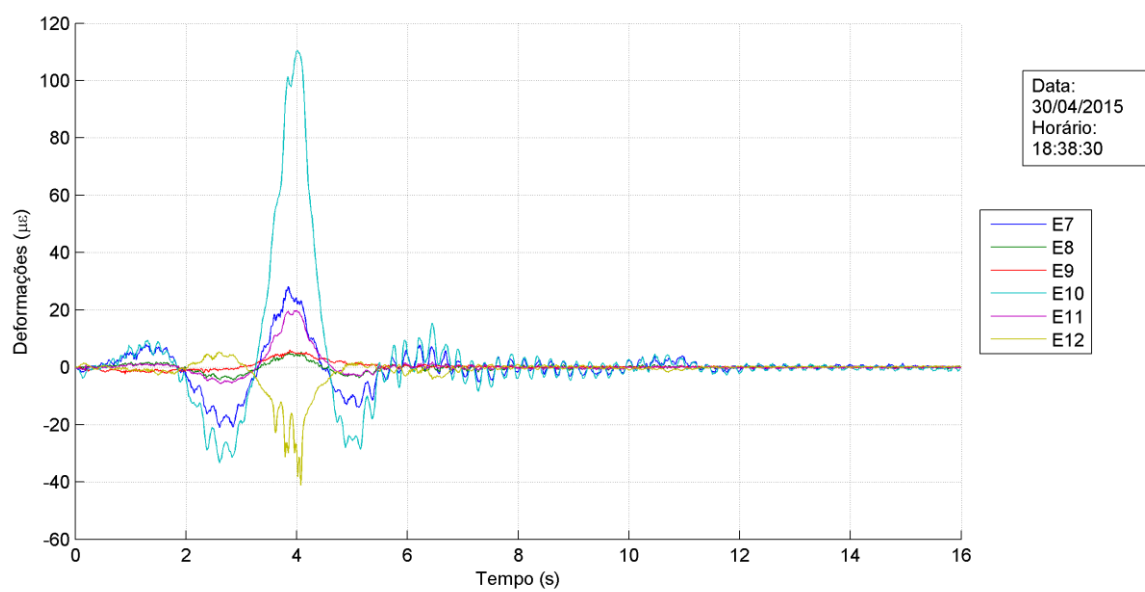


Figura E.55 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E10.

E.3.1.3. Seção S5

De forma similar que para as outras seções, os histogramas, tabelas e séries temporais para os sinais dos extensômetros das armaduras inferiores da seção S5.

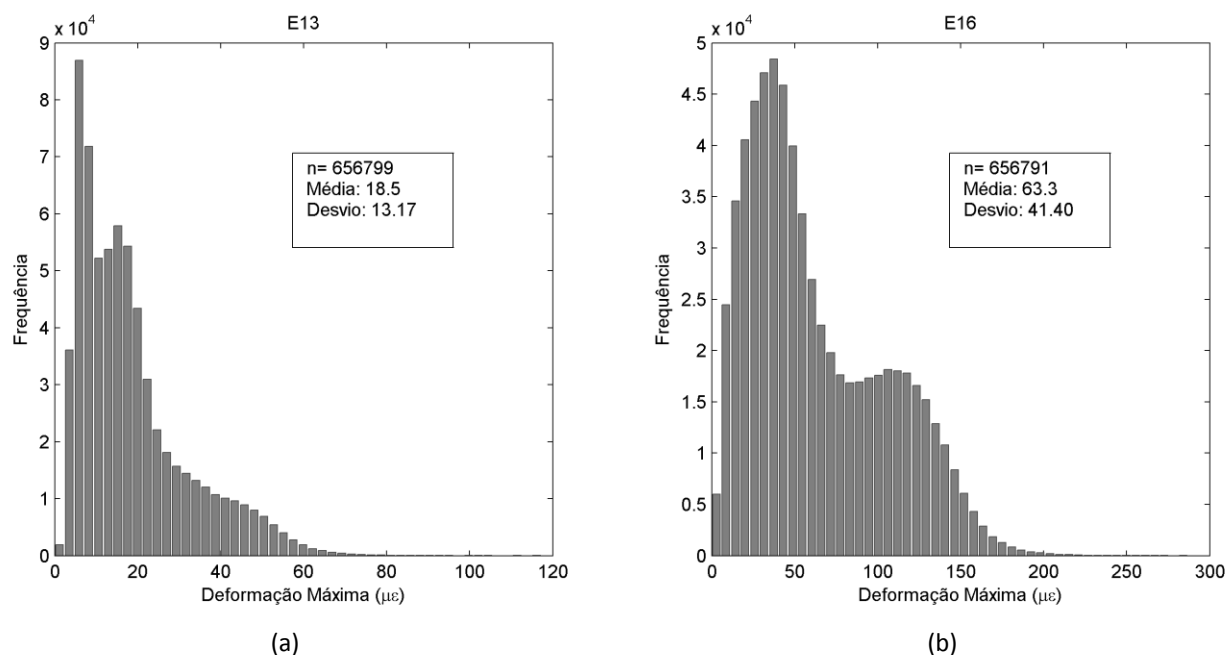


Figura E.56 – Histogramas de valores máximos por registro para os sensores E13 e E16.

Tabela E.3 – Máximos registrados para os sensores E13 e E16.

	Máximo	Data	Hora		Máximo	Data	Hora
E13	117.29	05/12/2014	19:27:55	E16	286.93	31/03/2015	09:44:18
	110.27	26/01/2015	04:55:19		285.61	20/02/2015	09:52:43
	104.76	14/05/2015	20:40:38		284.19	06/06/2015	14:15:50
	104.32	12/04/2015	07:23:22		284.12	21/03/2015	07:00:56
	101.59	22/05/2015	21:12:25		272.38	30/04/2015	18:38:30
	101.51	18/12/2014	02:46:14		268.82	15/12/2014	06:26:36
	99.96	04/03/2015	21:55:33		266.81	27/09/2014	12:11:37
	95.73	29/10/2014	07:42:14		266.05	29/05/2015	15:11:25
	95.49	20/11/2014	19:53:48		263.15	30/04/2015	20:13:31
	93.70	22/11/2014	10:58:01		262.01	20/06/2015	09:07:25

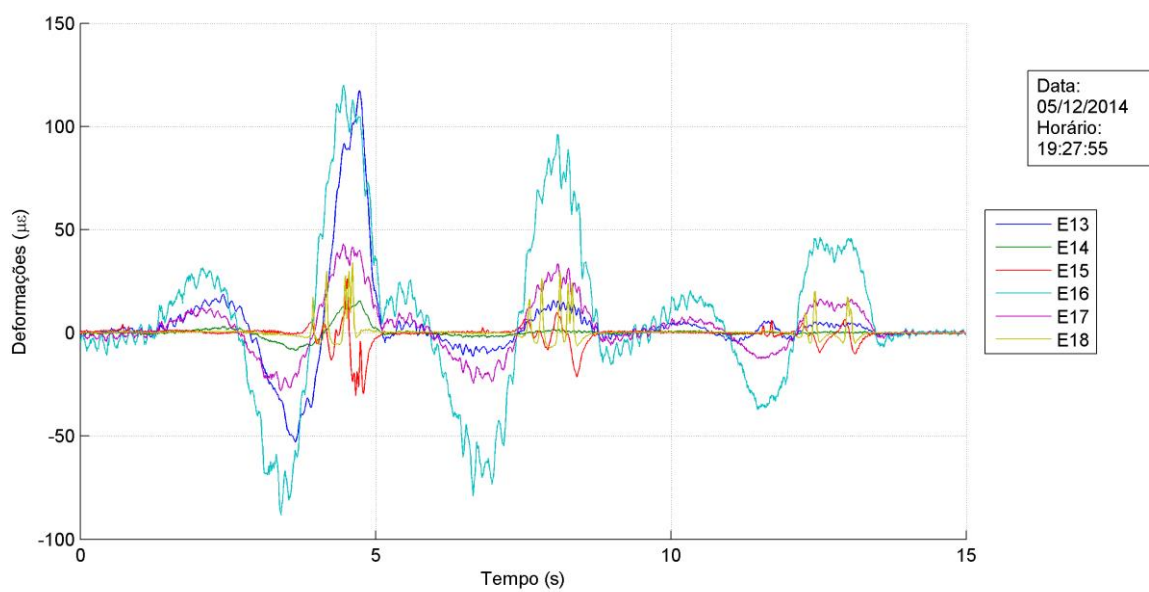


Figura E.57 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E13.

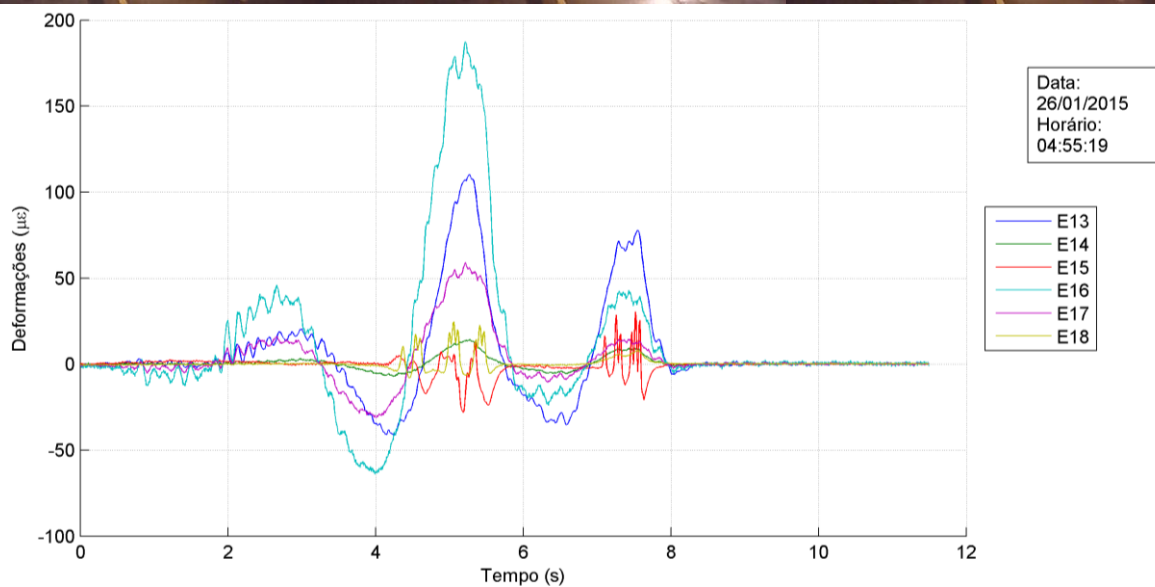


Figura E.58 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E13.

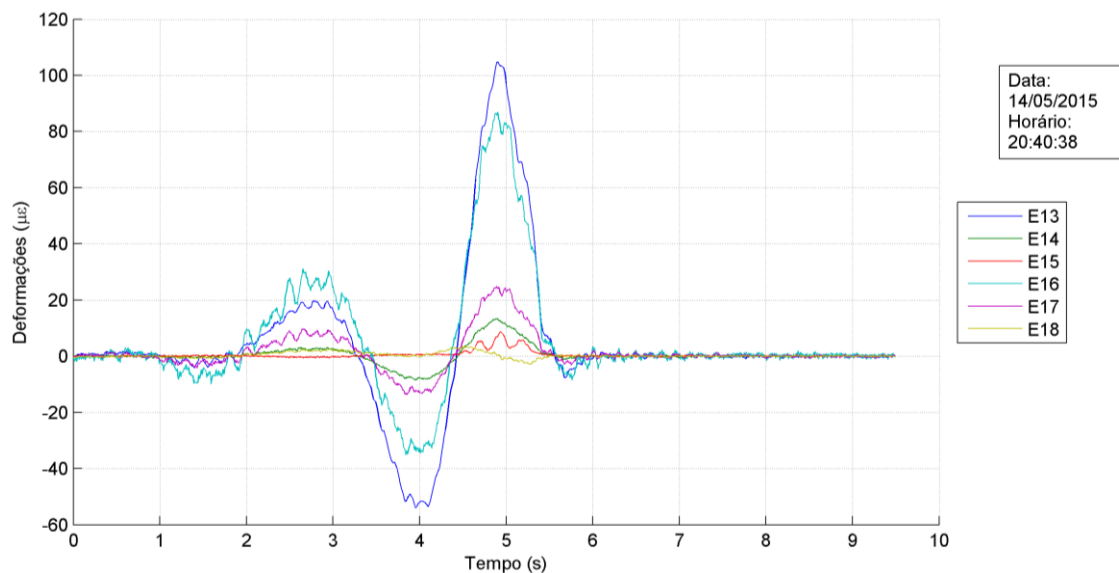


Figura E.59 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E13(câmera inoperante no período de ocorrência).

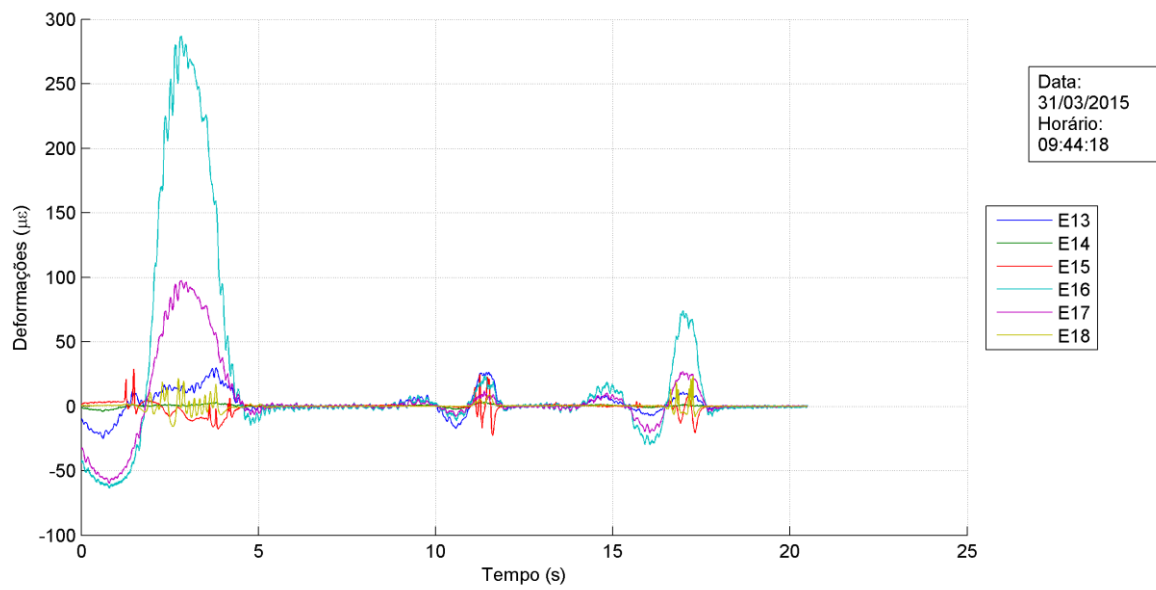


Figura E.60 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E16.

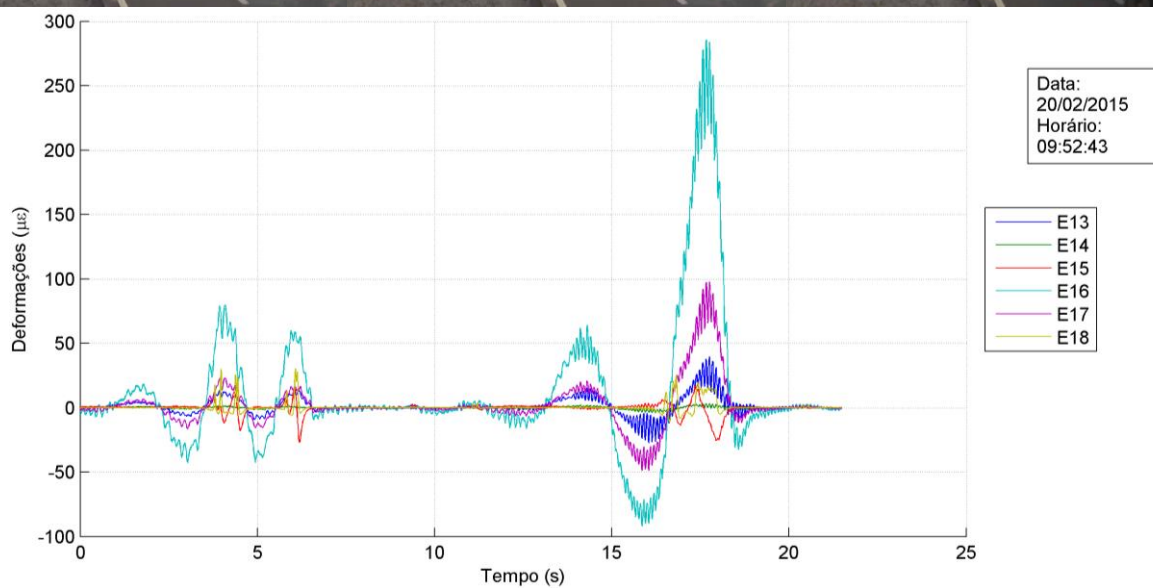


Figura E.61 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E16.

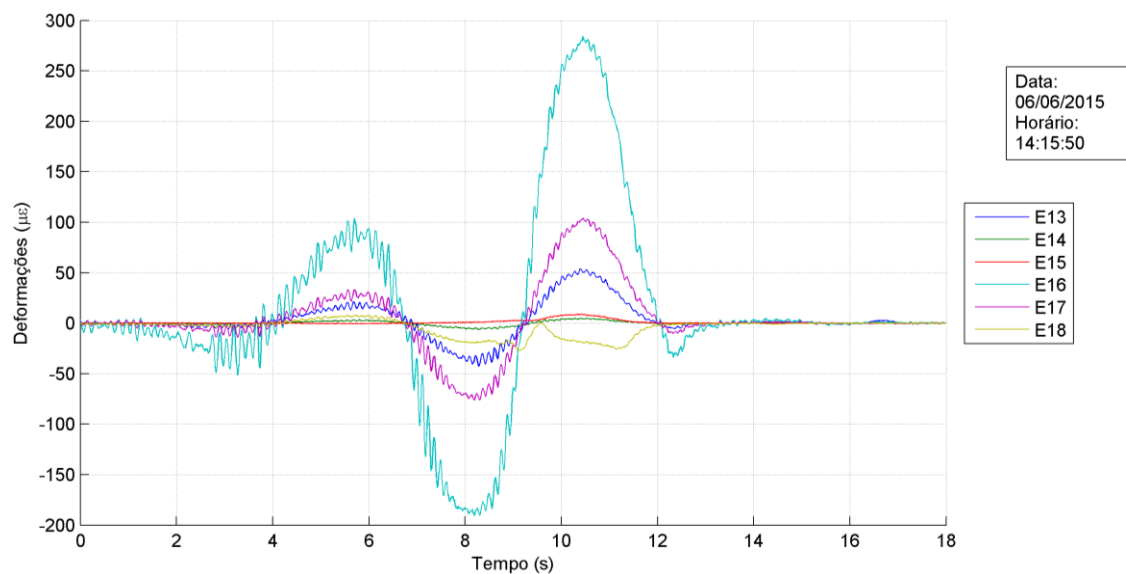


Figura E.62 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E16(câmera inoperante no período de ocorrência).

Na seção S5 também foi instrumentada a armadura transversal na laje do tabuleiro, o histograma abaixo mostra os valores de máximo registrados.

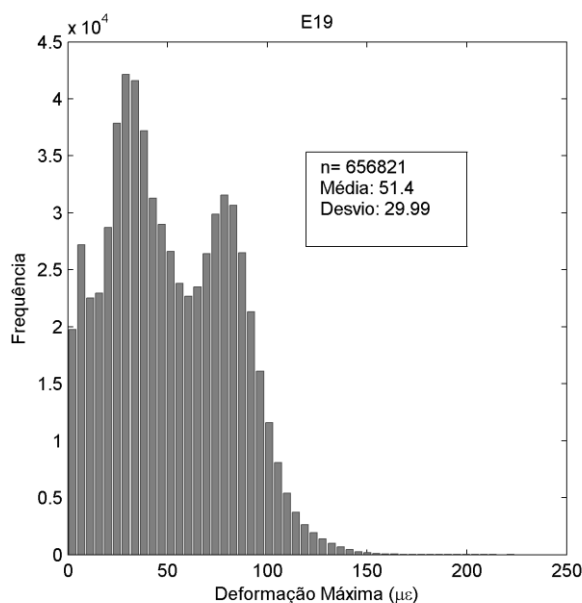


Figura E.63 – Histograma de valores máximos por registro para o sensor E19.

Conforme feito anteriormente, segue a tabela dos registros máximos e as figuras com as séries temporais e a imagens do carregamento.

Tabela E.4 – Máximos registrados para os sensores E13 e E16.

	Máximo	Data	Hora
E19	224.15	28/03/2015	08:29:36
	223.50	12/01/2015	22:29:10
	221.39	18/01/2015	18:36:40
	220.07	26/05/2015	15:58:36
	215.09	24/01/2015	06:55:07
	214.88	24/11/2014	02:32:17
	214.44	28/12/2014	08:28:27
	211.03	02/07/2015	17:31:29
	207.25	31/03/2015	00:36:33
	206.95	06/06/2015	14:15:50

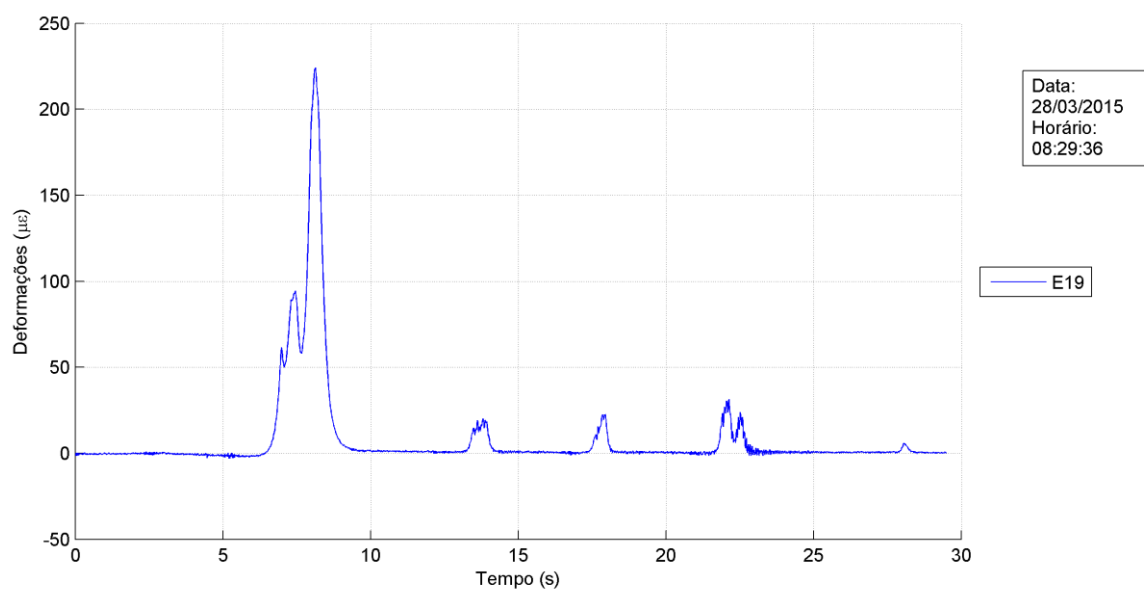


Figura E.64 – Sinais e imagens do registro para o maior valor de deformação do sensor E19.

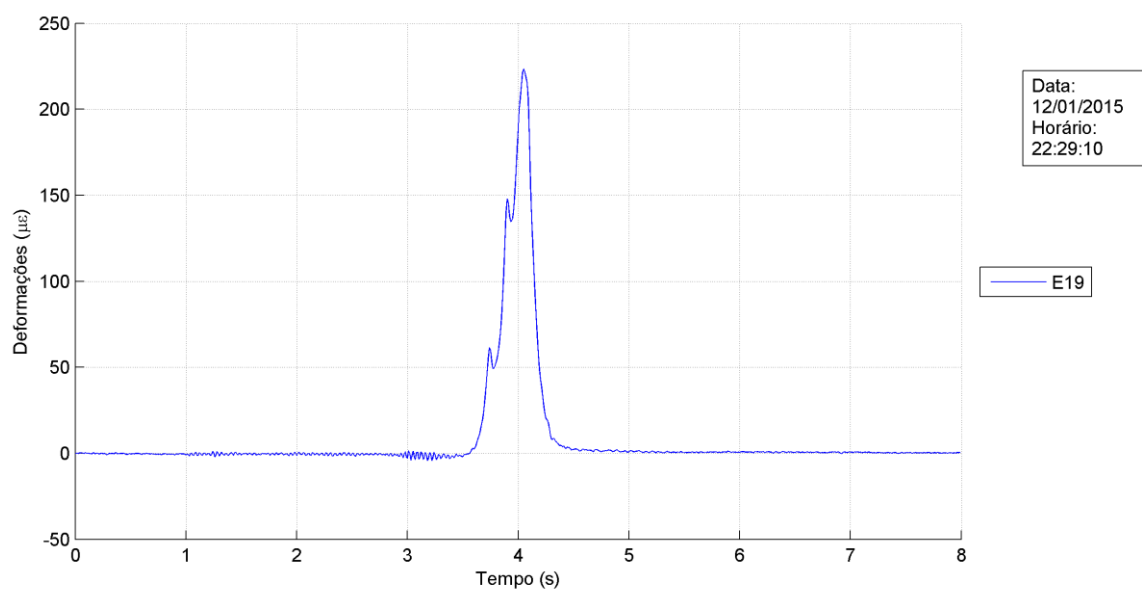


Figura E.65 – Sinais e imagens do registro para o segundo maior valor de deformação do sensor E19.

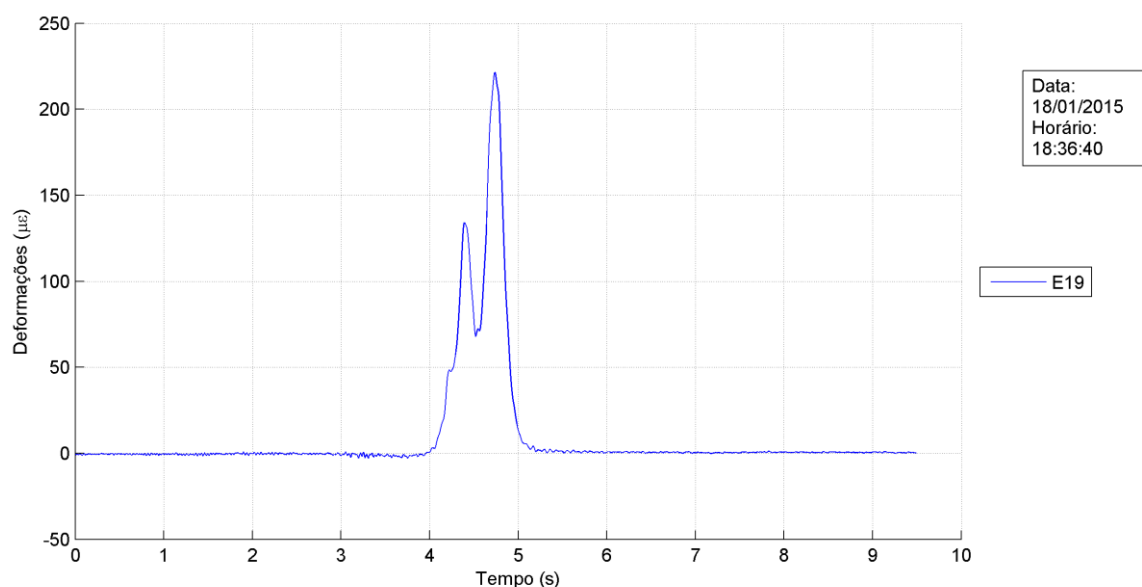


Figura E.66 – Sinais e imagens do registro para o terceiro maior valor de deformação do sensor E16.

E.3.1.4. Considerações finais

Foram apresentados os histogramas dos valores máximos registrados nas armaduras inferiores das seções instrumentadas. Os extensômetros E16 e E19 registram os maiores valores médios de pico de carregamento. Analisando as séries temporais e os carregamentos registrados observa-se que existe coerência entre os resultados obtidos.

E.3.2. Análise da fadiga nas armaduras utilizando os dados de longa duração

A fadiga nas barras da armadura das vigas e da laje da ponte sobre o Rio Jaguari foi estudada com base nos dados de monitoramento de longa duração. São analisados os pontos instrumentados por meio de extensômetros elétricos localizados no meio do vão das vigas (seções S1, S3 e S5) e na laje (seção S5). O dano à fadiga é verificado através da regra de Palmgren-Miner em conjunto com as curvas S-N da norma brasileira (NBR 6118: 2007).

Uma vez que as curvas S-N de resistência à fadiga foram desenvolvidas utilizando carregamento cíclico de amplitude constante, é oportuno calcular uma faixa de tensão efetiva para representar o carregamento cíclico real de amplitude variável obtido via monitoramento da ponte (ZHOU, 2006). Esse conceito é amplamente utilizado na verificação da fadiga em pontes metálicas. A análise a fadiga das barras de aço que compõe a armadura das vigas e das lajes apresentada neste relatório foi afeita utilizando este conceito, com a particularidade de que as curvas S-N são bilineares.

E.3.2.1. Tensão equivalente para curvas S-N bilineares

A falha em um elemento submetido a cargas cíclicas, segundo a regra de Miner (1945) ocorrerá quando:

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (1)$$

Onde n_i é igual ao número de ciclos associado às faixas de tensão i aplicadas e N_i é o número de ciclos que levaria a falha associado às faixas de tensão i .

O número de ciclos até a falha N_i e a magnitude da faixa de tensão S_i se relacionam através das curvas S-N, determinadas através de ensaios de em corpos-de-prova submetidos a diferentes níveis de tensão até a falha. A relação linear entre a faixa de tensão e o número de ciclos é dada por:

$$N \cdot S^m = A \quad (2)$$

Onde A é uma constante que depende do material e do tipo de detalhe analisado e m é o inverso da inclinação da reta no domínio logaritmo, e representa também uma constante do material e do detalhe. Em geral, as curvas S-N para a barra de armadura são bilineares e mudam de inclinação para número de ciclos igual a 10^6 .

O número de ciclos N_i , correspondente à falha do elemento, estabelecido em uma curva S-N linear de inclinação $-m$, pode ser substituído por um número de ciclos equivalente N_e , associado a uma faixa de tensão equivalente de amplitude constante, S_{re} (YEN et al., 2013).

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = \frac{\sum_i n_i}{N_e} = 1 \quad (3)$$

$$N_e = A_m S_{re}^{-m} \quad (4)$$

Combinando as equações (3) e (4), obtém-se S_{re} :

$$S_{re} = \left[\sum_i \gamma_i S_{ri}^m \right]^{1/m} \quad (5)$$

Onde $\gamma_i = n_i / N$ é o percentual de ocorrência da faixa de tensão S_{ri} no histograma.

Aplicando a regra de Miner e o conceito de faixa de tensão equivalente para uma curva S-N bilinear com mudança de inclinação (joelho) na faixa de tensão K e inclinações $-a$ e $-b$, acima e abaixo do joelho, respectivamente, tem-se:

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} + \sum_j \frac{n_j}{N_j} = \frac{\sum_{i,j} (n_i + n_j)}{N_e} = 1 \quad (6)$$

Onde os subscritos i e j representam as faixas de tensão acima e abaixo do joelho K . A soma do número total de ciclos é $\sum_{i,j} (n_i + n_j)$. A equação de cada segmento da curva é dada por:

$$N_i = A_a S_{ri}^{-a} \quad \text{e} \quad N_j = A_b S_{rj}^{-b} \quad (7)$$

Estas duas equações convertidas em equações para a tensão equivalente são dadas por:

$$N_e = A_a S_{reab}^{-a} \quad \text{para} \quad S_{reab} \geq K \quad (8)$$

$$N_e = A_b S_{reab}^{-b} \quad \text{para} \quad S_{reab} \leq K \quad (9)$$

Onde S_{reab} é a faixa de tensão equivalente de amplitude constante para curvas bilineares. Substituindo as equações (7) e (8) ou (9) na equação (6), resulta em:

$$S_{reab} = \left(\frac{A_a}{A_b} \sum_i \gamma_i S_{ri}^a + \sum_j \gamma_j S_{rj}^b \right)^{1/a} K \quad (10)$$

$$S_{reab} = \left[\frac{A_b}{A_a} \sum_i \gamma_i S_{ri}^a + \sum_j \gamma_j S_{rj}^b \right]^{1/b} \leq K \quad (11)$$

Onde $\gamma_i = n_i / N$ e $\gamma_j = n_j / N$ são os percentuais de ocorrência das faixas de tensão S_{ri} e S_{rj} no histograma, respectivamente.

Os valores da razão entre as constantes nas equações (10) e (11) podem ser determinados por meio do número de ciclos N_k , correspondente ao joelho da curva S-N:

$$N_k = A_a K^{-a} = A_b K^{-b} \quad (12)$$

Resultando em:

$$\frac{A_a}{A_b} = K^{a-b} \quad \text{e} \quad \frac{A_b}{A_a} = K^{b-a} \quad (13)$$

Logo:

$$S_{reab} = \left[\sum_i \gamma_i S_{ri}^a + K^{a-b} \sum_j \gamma_j S_{rj}^b \right]^{1/a} \geq K \quad (14)$$

$$S_{reab} = \left[K^{b-a} \sum_i \gamma_i S_{ri}^a + \sum_j \gamma_j S_{rj}^b \right]^{1/b} \leq K \quad (15)$$

Estas equações podem ser aplicadas para qualquer curva S-N bilinear. Por exemplo, para o caso barras de armadura longitudinal soldadas das vigas da ponte sobre o Rio Jaguari, as inclinações da curva S-N e o Joelho dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) são $a = 3$ e $b = 5$ e o $K = 61,6$ MPa.

E.3.2.2. Definição do tempo de monitoramento

O desempenho de uma estrutura a fadiga depende essencialmente da identificação do histórico do carregamento em serviço e seus efeitos. O carregamento em serviço em pontes, composto pelas cargas móveis (tráfego de veículos), é extremamente variável e difícil de ser quantificado (DAVIS, 2007). A variabilidade do tráfego de veículos está associada à composição (porcentagem de caminhões), à densidade (volume médio de veículos por dia), às condições (frequência de engarrafamentos), às cargas máximas permitidas e às distribuições por eixo.

O peso dos caminhões e a carga individual por eixo possui alto grau de dispersão devido à natureza randômica do tráfego de caminhões. Essa natureza altamente randômica do tráfego de veículos em pontes rodoviárias, na maioria dos casos, conduz à estimativa de cargas imprecisas obtidas por meio de modelos analíticos.

Assim sendo, para uma avaliação fidedigna à fadiga é crucial o monitoramento não controlado do tráfego para garantir que os efeitos dos caminhões pesados, trucks múltiplos e outras respostas estruturais não previstas em projeto sejam incorporados ao histograma de tensões. Certamente, medições realizadas em testes com tráfego controlado são essenciais para caracterizar o comportamento estrutural, mas subestimam os efeitos aleatórios da carga de serviço. É

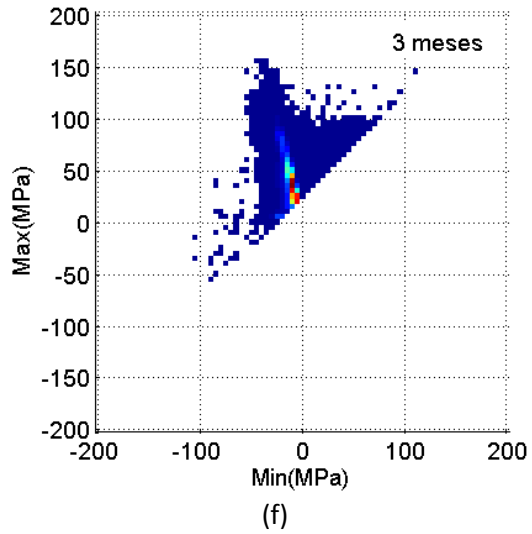
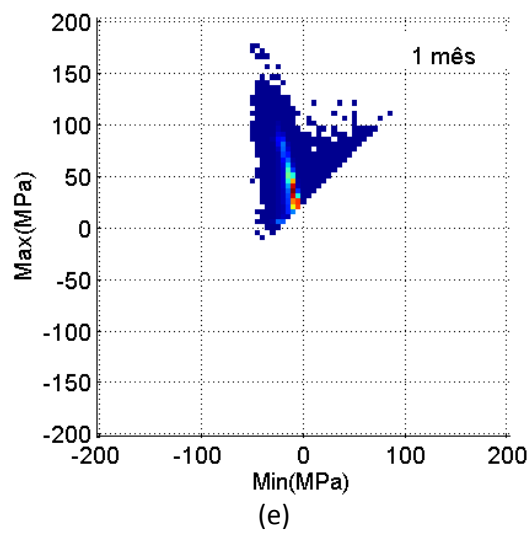
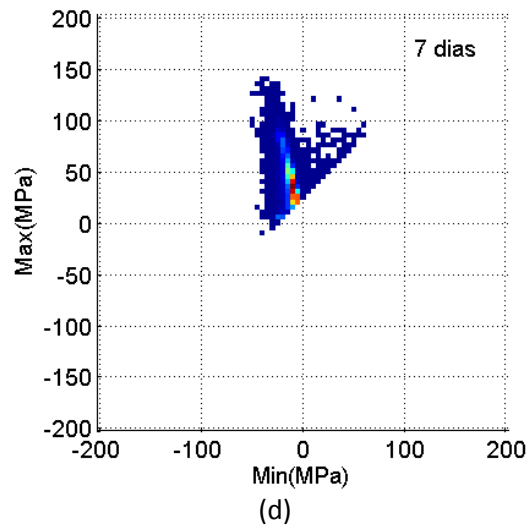
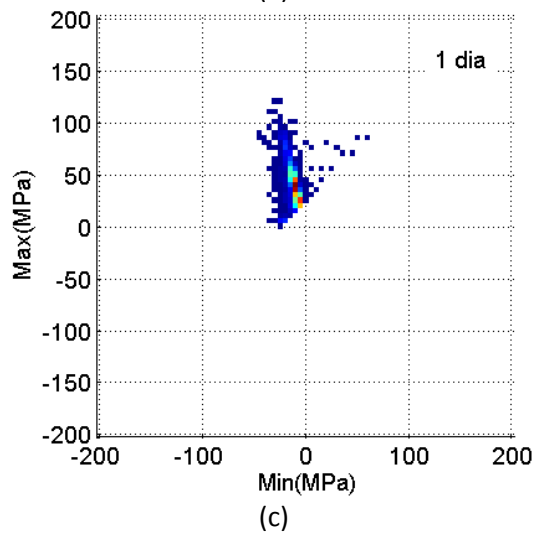
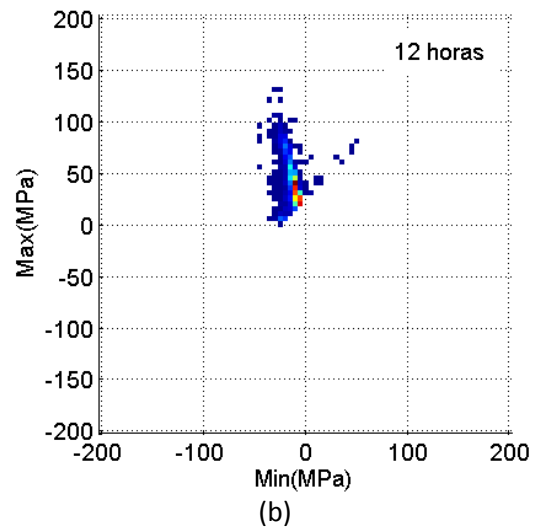
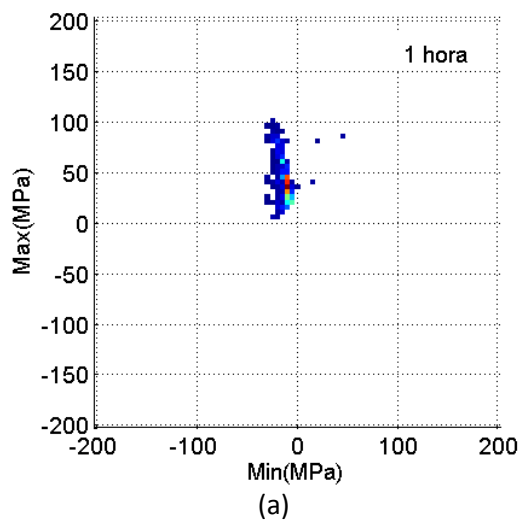
importante notar também que o período de monitoramento seja suficientemente longo para caracterizar todos os efeitos.

Embora não exista um intervalo mínimo de monitoramento bem definido, estudos com dados de longa duração realizados por CONNOR & FISHER (2006) sugerem que os histogramas de tensão convergem ou estabilizam depois de aproximadamente duas a quatro semanas. Davis (2007), utilizando dados monitorados via pesagem em movimento (WIM="Weigh in Motion"), percebeu que a amostra do tráfego caracterizada através da matriz *rainflow*, estabiliza após um dia de medição. No entanto, ciclos dispersos fora do núcleo central da matriz são adicionados com mais de um dia de monitoramento, indicando que a amostra deve ser de no mínimo uma semana.

Segundo CONNOR & FISHER (2006), amostras de uma semana de monitoramento não devem ser utilizadas mesmo que seja suficiente para permitir o traçado de um histograma de tensões razoável. Estender o período de monitoramento para mais de um mês beneficia a cauda final do espectro, a qual consiste nos picos de sobrecarga ou cargas especiais. Intuitivamente, quanto maior o período de monitoramento, maiores são as chances de capturar uma sobrecarga ou a passagem de cargas especiais. Outra razão para monitorar mais de um ou dois dias está relacionada aos fatores que influenciam o tráfego local. Por exemplo, a informação da interdição de alguma faixa de rolamento devido a obras, faz com que os motoristas escolham outra rota, diminuindo o volume de tráfego local neste período.

A Figura E.67 mostra a forma da matriz *rainflow* para diferentes intervalos de monitoramento na ponte do Rio Jaguari, variando desde 1 hora até 8 meses de monitoramento.

Com uma hora de monitoramento a matriz *rainflow* não está completamente desenvolvida. Já com um dia, a matriz *rainflow* toma uma forma familiar com área dominante de pontos próximos à origem no centro do gráfico. Após um dia, a forma da matriz permanece a mesma. No entanto, ciclos dispersos são plotados longe da área central.



Continua ...

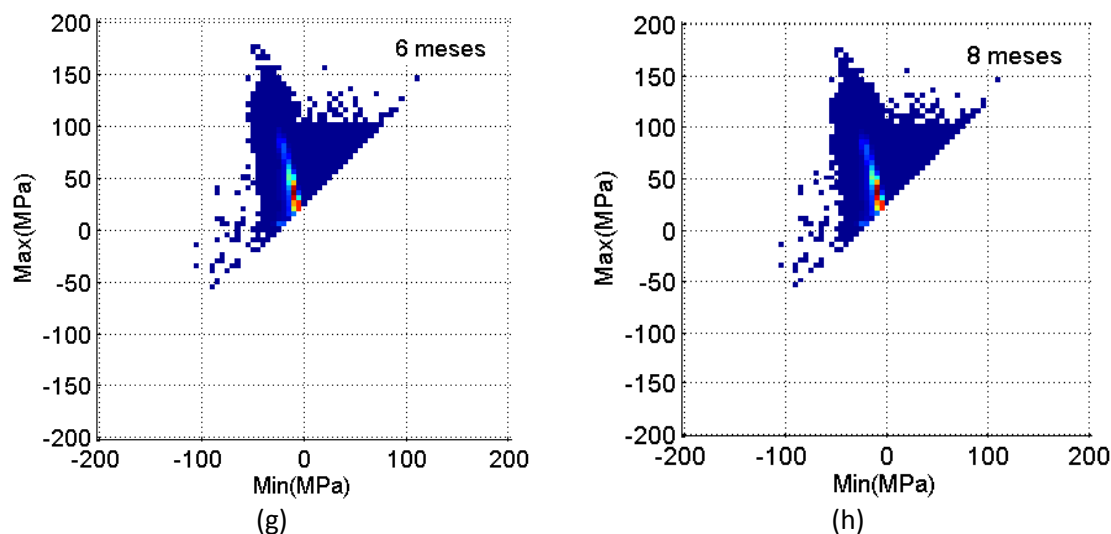


Figura E.67 – Matriz *rainflow* do extensômetro E1S1 da ponte sobre o Rio Jaguari para diferentes intervalos de medição.

A Figura 2 mostra a influência do intervalo de monitoramento no cálculo da tensão equivalente. Percebe-se que a tensão equivalente apresenta leve queda nas amostras com intervalo de monitoramento de até 30 dias. Após este intervalo, comparando-se as tensões equivalentes para amostras de 30 dias e 180 dias, os valores permanecem inalterados.

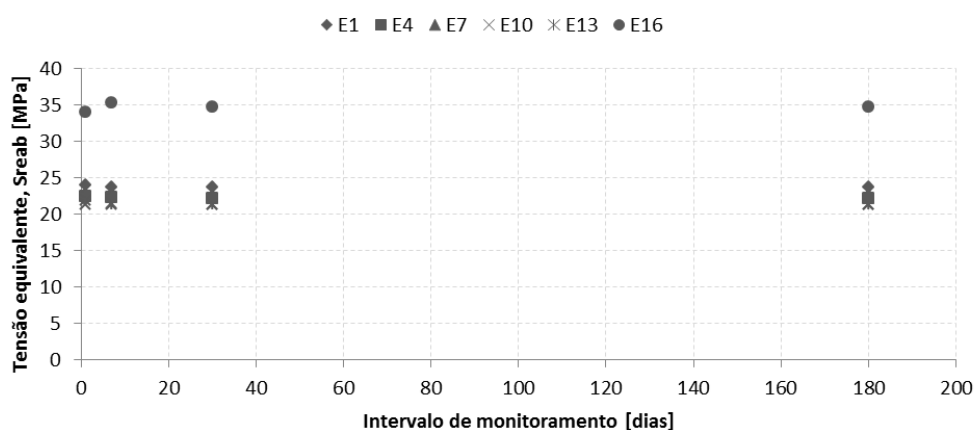


Figura E.68 – Efeito do tamanho da amostra no cálculo da tensão equivalente.

Diante das análises realizadas, o tempo de duração da amostra que será utilizado na estimativa do dano à fadiga é de um mês.

E.3.2.3. Histogramas de tensão

Os histogramas de tensão dos dados coletados durante o monitoramento do tráfego não controlado da ponte sobre o Rio Jaguari são obtidos através do histórico de deformações de

amplitude variável. Os ciclos de deformação, transformados em ciclos de tensão, são contados através do método *rainflow*. O algoritmo *rainflow* pode ser programado para ignorar faixas de tensão menores do que um pré-determinado limite inferior, de maneira a eliminar o ruído eletromecânico do sinal. Tipicamente, este limite é igual a 2,0 MPa ($\sim 10\mu\epsilon$). No entanto, o limite de corte depende da variabilidade do sinal. Pesquisas realizadas por Connor & Fisher (FISHER et al., 1993; FISHER; CONNOR, 2001a, 2001b) mostraram que faixas de tensão abaixo de aproximadamente um quarto do limite de resistência à fadiga exerce um efeito muito pequeno na acumulação de dano do elemento.

Levando em conta a informação discutida acima, o limite de corte (*cutoff*) para os histogramas de tensão na armadura das vigas e da laje da ponte sobre o Rio Jaguari foi estudado variando-se o valor do limite de corte. O espectro de tensões de amplitude variável está representado por uma tensão equivalente de amplitude constante, conforme descrito no item E.3.2.1 para curvas S-N bilineares.

A Figura E.69 mostra o efeito causado por diferentes limites de corte (*cutoff*) no cálculo da tensão equivalente para os dados coletados através do extensômetro E16 instalado na viga 2 da seção S5. Para melhor visualizar o impacto do limite de corte na tensão equivalente, os dados são apresentados também na Tabela D.7.

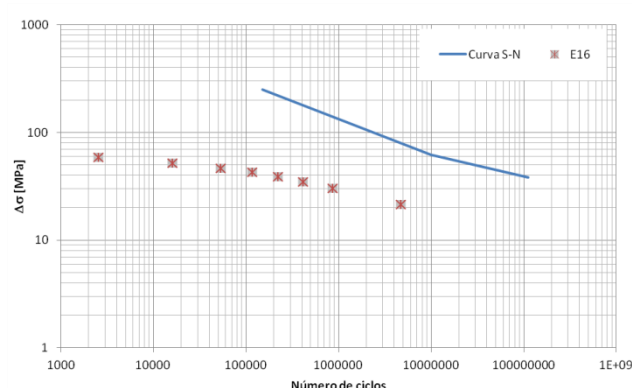


Figura E.69 – Efeito do limite de corte (*cutoff*) no número de ciclos para o extensômetro E16 da seção S5.

Analisando os pontos correspondentes aos limites de corte entre 2 MPa e 17 MPa, verifica-se que a inclinação destes pontos aproxima-se da inclinação do segundo trecho da curva S-N (-5) na escala log-log. Os ciclos localizados abaixo dos dois limites de corte inferiores pouco contribuem

na avaliação do dano à fadiga e por isso podem ser ignorados. Desta maneira, a estimativa do dano à fadiga será feita considerando os ciclos acima de limite de corte igual a 17 MPa.

Tabela E.5 – Faixa de tensão equivalente para diferentes valores limites de corte com dados do extensômetro E16 – viga 1, seção S5.

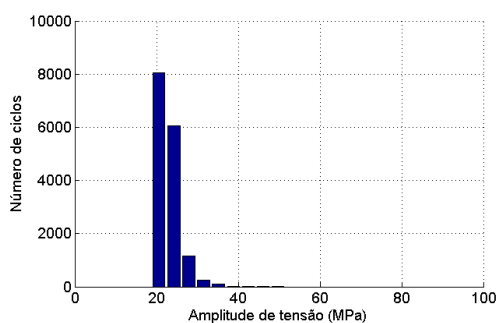
Limite de corte (MPa)	Número de ciclos acima do limite de corte	Tensão equivalente (MPa)
2	4707900	21,64
9,45	863455	30,26
17	418611	34,75
25	221130	38,88
32	117415	42,77
39	53802	46,92
46	16001	51,99
53	2580	58,55
60	472,5	65,89
67	118,5	71,94
74	29,5	78,20

E.3.2.4. Estimativa do dano à fadiga na armadura

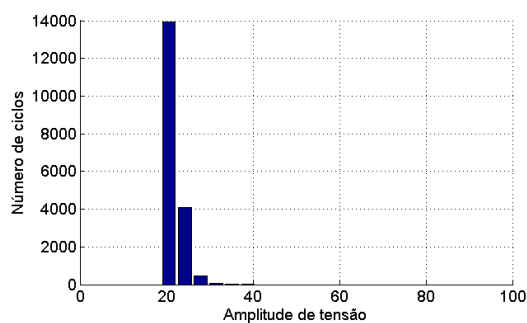
Fadiga das vigas longarinas

A ponte sobre o Rio Jaguari possui as armaduras das vigas longitudinais emendadas por solda, o que a caracteriza uma barra soldada com limite de resistência à fadiga, estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014), igual 85 MPa em dois milhões de ciclos. As inclinações da curva S-N são iguais a 3 e 5 e a mudança de inclinação se dá em 10^7 ciclos. O dano à fadiga e a estimativa de vida foi realizada com base nos dados medidos através dos extensômetros E1 e E3 da seção S1 (vão de 30m), E4 e E7 da seção S3 (vão de 26 m) e E13 e E16 da seção S5 (vão de 20 m).

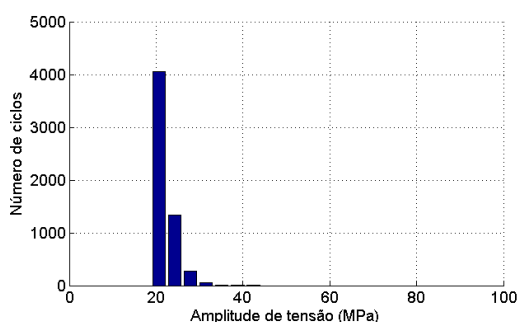
A Figura E.70 mostra os histogramas de tensão para uma amostra de um mês de monitoramento com limite de corte igual a 17 MPa.



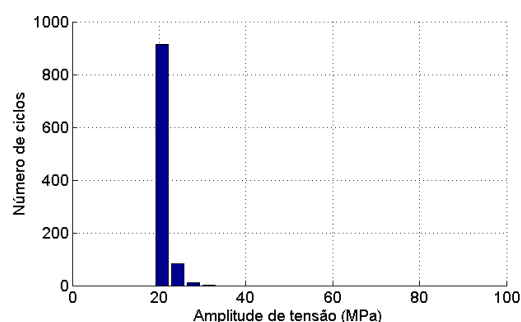
(a) E1



(b) E4

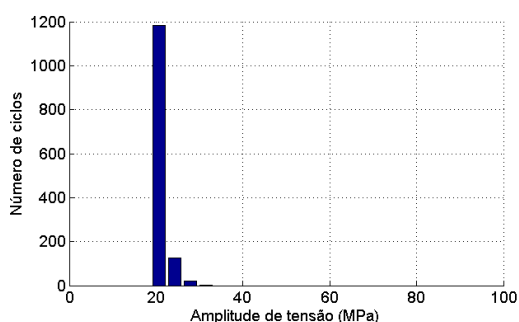


(c) E7

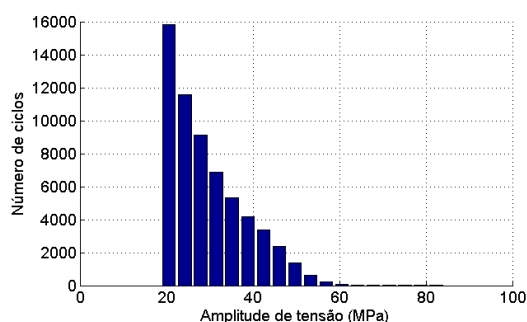


(d) E10

Continua...



(e) E13



(f) E16

Figura E.70 – Histogramas de tensão nas vigas para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.

A amplitude de tensão máxima foi registrada no histograma do sinal E16 e vale 82,4 MPa (Figura E.70(f)), seguida pelos sinais E1 com 50 MPa (Figura E.70(a)), E7 com 42,4 MPa (Figura E.70(c)), E4 com 38,8 MPa (Figura E.70(b)) e E10 e E13 com 31,5 MPa. Todos estes históricos apresentam amplitude de tensão abaixo de 85 MPa (limite de resistência à fadiga para barras soldadas) e por isso, garantem vida infinita à fadiga.

Em termos de números de ciclos, o histograma da Figura E.70(f), relativo ao sinal medido pelo E16, é o que apresenta maior número total de ciclos, (61 mil). Mesmo sabendo que a ponte possui vida infinita, a título de comparação, foi estimado o dano acumulado para o bloco de carregamento considerado, usando a regra de Palmgren-Miner. O dano acumulado varia de acordo com o

comportamento estrutural da ponte, sendo que o maior valor foi encontrado para os ciclos medidos no sinal E16-S5 (vide Tabela D.7).

Tabela E.6 – Parâmetros de fadiga nas vigas para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.

Parâmetro	E1	E4	E7	E10	E13	E16
Número de ciclos > 17 MPa	15612	18623	5735	1168	1495	61048
Tensão máxima [MPa]	50	38,8	42,4	31,5	31,5	82,4
Tensão equivalente [MPa]	23,64	22,14	22,59	21,23	21,33	34,75
Dano [1 mês]	0,000801	0,000687	0,000234	0,0000302	0,000045	0,021489
γ^*	1,70	2,19	2,00	2,70	2,70	1,03

* γ = resistência à fadiga para 2×10^6 ciclos / Tensão máxima = índice de segurança à fadiga para vida infinita

A Tabela D.7 apresenta também o índice de segurança à fadiga. Os valores acima de 2,0 são considerados satisfatórios, porém chama a atenção o índice obtido para o E16, o qual apresenta valor próximo a 1. Este ponto é considerado o ponto mais vulnerável ao acúmulo de dano e especial atenção deve ser dada a outros processos de deterioração (corrosão, etc), os quais podem agravar o problema no futuro.

Fadiga na laje

A armadura da laje é caracterizada como uma barra reta de diâmetro igual a 12,5 mm, cujo limite de resistência à fadiga, estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014) é igual a 190 MPa em 2 milhões de ciclos. A fadiga na laje foi verificada com base nos dados medidos pelo extensômetro E19, localizado no meio do vão da laje central do tabuleiro entre P5 e P6.

O histograma de tensões considerando uma amostra de um mês de aquisição, com limite inferior de corte igual a 17 MPa está mostrada na Figura E.71.

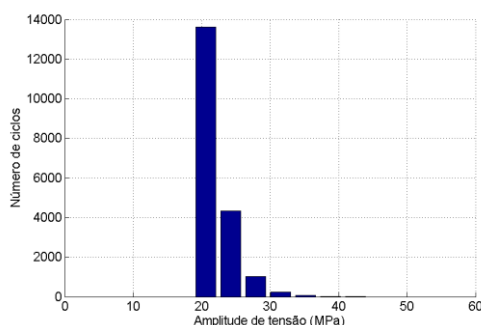


Figura E.71 – Histograma de tensão na armadura da laje para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.

A máxima amplitude de tensão mostrada no histograma de tensões (vide Figura E.71 e Tabela 3) obtido para a laje vale 42,4 MPa, valor este bem inferior ao limite de resistência à fadiga (190 MPa), o que caracteriza vida infinita à fadiga.

Tabela E.7 – Parâmetros de fadiga na laje para um mês de monitoramento do tráfego não controlado.

Parâmetro	E19
Número de ciclos > 17 MPa	19285
Tensão máxima [MPa]	42,4
Tensão equivalente [MPa]	23,79
Dano [1 mês]	$3,56 \times 10^{-13}$
γ^*	4,48

* γ = resistência à fadiga para 2×10^6 ciclos / Tensão máxima

O índice de segurança à fadiga da laje é igual a 4,48. Este valor demonstra a alta reserva de resistência à fadiga exibida pela armadura da laje.

E.3.2.5. Considerações finais

A avaliação de dano é uma tarefa muito difícil de ser realizada, pois os modelos de estimativa de dano não são focados no comportamento sinérgico da estrutura. Uma avaliação de dano baseada em dados de monitoramento, como foi realizada na ponte sobre o Rio Jaguari, possui alto grau de confiabilidade, uma vez os diversos intervenientes do meio que são difíceis de serem modelados estão embutidos no sinal quando medido nas condições reais de serviço. Desta maneira, algumas considerações podem ser feitas.

- A construção das matrizes *rainflow* mostrou que o intervalo mínimo de monitoramento necessário para capturar a distribuição das cargas sobre a estrutura é de uma semana. A forma central da nuvem de pontos não se modifica depois disso, são acrescentados apenas pontos dispersos, relativos a sobrecargas ou cargas especiais;
- Com o intuito de se obter uma amostra fidedigna com informações relativas a sobrecargas ou influência no tráfego local, recomenda-se que o tempo mínimo de monitoramento seja de um mês;
- A análise dos dados através do conceito da tensão equivalente de amplitude constante revelou-se um procedimento adequado para o caso de curvas S-N bilineares. Este método foi também usado para estabelecer o limite de corte (cutoff) do histograma de tensões;
- As barras da armadura longitudinal inferior das vigas longarinas apresentaram vida infinita à fadiga. O índice de segurança à fadiga é considerado satisfatório para pontos analisados através dos sinais, E1, E4, E7, E10 e E13. Chama atenção o valor deste índice encontrado para o E16, que é próximo a unidade, o que significa que as tensões medidas estão próximas ao limite de resistência;
- A armadura da laje central do tabuleiro apresentou vida infinita à fadiga quando analisada com base nos dados de um mês de monitoramento das deformações na armadura transversal inferior. O índice de segurança à fadiga é satisfatório, mostrando grande reserva de resistência.

O acompanhamento dos processos de deterioração da ponte, combinando fadiga com outros fenômenos (corrosão, perda de rigidez, etc.), poderá indicar de maneira mais realista o índice de segurança da ponte, tratando-o de maneira global.

ANEXO F. ESTUDO DA DEGRADAÇÃO

F.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

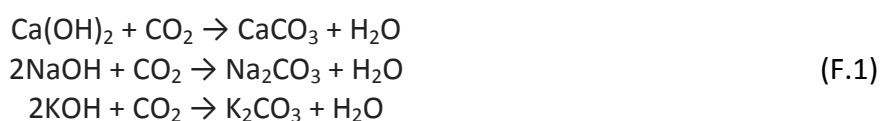
Quando se fala em deterioração de estruturas de concreto armado e/ou protendido é bem comum interpretar essa deterioração como sendo um processo devido ao efeito da corrosão das armaduras. Mesmo sendo diversos os tipos de mecanismos que podem afetar o comportamento de uma dada estrutura, por exemplo, perda de aderência, desagregação, fissuras devida a retração e recalques diferenciais, o mais comum meio de deterioração nas estruturas de concreto de fato é a corrosão.

O início do processo de corrosão tem na despassivação da armadura o seu principal condicionante. A ligação aço-concreto nas estruturas armadas criam uma espécie de filme protetor na barra. Essa camada protetora tem um pH relativamente alto, cerca de 12, o que impede a ocorrência do processo corrosivo. Portanto, é necessário que algum agente provoque a redução do pH, algo abaixo de 9,5, para que seja iniciado a corrosão da barra. Os dois principais agentes que causam essa redução da alcalinidade são os cloretos e o dióxido de carbono.

Em geral, em ambientes marítimos ou com presença de neve, os cloretos serão os maiores responsáveis pelo início da corrosão. Já para ambientes onde há pouca presença desses cloretos o CO₂ será o fator mais importante no processo de destruição da camada passivadora do aço. Neste caso, tem-se o que é conhecido como carbonatação. Este processo juntamente com a corrosão são modelados neste anexo para fins de análise da vida útil da ponte sobre o Rio Jaguari.

F.1.1. Deterioração por carbonatação

O início da carbonatação ocorre quando o dióxido de carbono (CO₂) no ar penetra o concreto e reage com hidróxidos, principalmente o hidróxido de cálcio - Ca(OH)₂, mas também com o hidróxido de sódio (2NaOH) e de potássio (2KOH) formando os carbonatos. A equação seguinte mostra esses três processos químicos.



Inicialmente, o concreto não carbonatado tem um pH entre 12 e 13, ou seja, fortemente alcalino (Figura F.1). Com o início da difusão do CO₂ a reação descrita na equação (F.1) começa a ocorrer e

a alcalinidade do concreto começa a mudar devido a redução do pH. Com o passar do tempo a frente de carbonatação avança (Figura F.2) até chegar as vizinhanças da barra. Quando a frente de carbonatação alcança a barra é dito que o aço está despassivado, ou seja, ele perdeu a proteção contra a corrosão. Normalmente, um valor limite de 8 ou 9 é necessários para que a despassivação aconteça. Assim, pode-se concluir que a velocidade do avanço da carbonatação é diretamente ligada a facilidade que o CO_2 encontra para adentrar os poros do concreto.

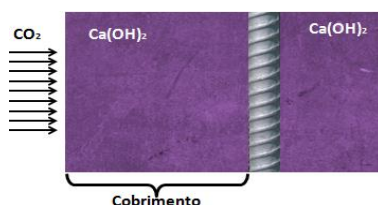


Figura F.1 – Estado inicial do concreto em relação a carbonatação.

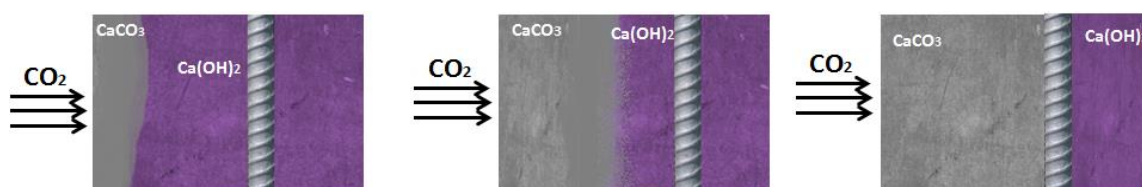


Figura F.2 – Representação do avanço da carbonatação.

Consideráveis esforços tem sido feitos desde a década de 70 com o intuito de se modelar o fenômeno da carbonatação. A Tabela D.7 mostra alguns dos mais importantes modelos utilizados em estruturas de concreto. De uma forma geral, os modelos concordam que entre as variáveis mais importantes na previsão da carbonatação estão umidade relativa, concentração de CO_2 na atmosfera e no local onde a estrutura está localizada, tempo de cura do concreto e a relação água-cimento. Dada a complexidade do fenômeno, não é tarefa fácil o desenvolvimento e uso de um modelo que consiga captar todas as variáveis envolvidas no processo.

Diante do conhecimento adquirido ao longo dos anos sobre o avanço da frente de carbonatação o Model Code de 2010 propôs um modelo que não só considera as principais variáveis envolvidas na carbonatação como é relativamente fácil de ser usado. Esse modelo é representado pela última equação da Tabela F.1 e tem entre suas variáveis a umidade relativa, a concentração de CO_2 , a quantidade de dias com chuvas e o tempo de cura do concreto.

Dado que a carbonatação não só é um processo que depende de muitas variáveis, mas que também acontece ao longo da vida da estrutura e, portanto, é um processo que ocorre durante décadas, é recomendável tratar tal fenômeno de forma probabilística e não apenas determinística. Para isso a teoria da confiabilidade será utilizada neste relatório afim de se prever o avanço da frente de carbonatação e consequentemente o tempo de desp passivação da armadura.

Tabela F.1 – Modelos de previsão da frente de carbonatação.

Autor	Modelo	Variáveis
Parrot (1994)	$e_c = 64 \left(\frac{t^n K^{0,4}}{c^{0,5}} \right)^{1/2}$	e_c = profund. de carbonatação (m) t = tempo (anos) c = concentração de CaO (mol/kg) n = depende da umidade relativa K = permeabilidade específica do oxigênio
CEB (1997)	$e_c = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}}{a} t C}$	e_c = profund. de carbonatação (cm) a = CO_2 pra a completa carbonatação t = tempo (years) D = coeficiente de difusão ($cm^2 sec^{-1}$) C = concentração de CO_2 na atmosfera (gcm^{-3})
Model Code (2010)	$e_c = \sqrt{2k_e k_c R_{NCC,0}^{-1} C_s \sqrt{t} W(t)}$	e_c = profund. de carbonatação (mm) k_e = função do ambiente k_c = parametro relacionado a cura W = função do tempo t = tempo (anos) $R_{NCC,0}^{-1}$ = restencia da carbonatação ($(mm^2/years)/(kg/m^3)$) C_s = concentração de CO_2 (kg/m^3)

A equação dada pelo Model Code (2010) é baseada na Lei de Fick da difusão e é assumido que a difusão do CO_2 é um parâmetro constate do material. Como já foi colocado, a umidade relativa é dada como um dos principais influenciadores no sucesso do avaço da frente de carbonatação. A variável Ke é a responsável por considerar essa influência e é dada por:

$$k_e = \left[\frac{1 - (RH_{real}/100)^5}{1 - (RH_{ref}/100)^5} \right]^{2,5} \quad (F.2)$$

onde RH_{real} é a média da umidade relativa e RH_{ref} é uma umidade de referência do modelo e definida em 65%. Dados de RH_{real} devem ser medidos no local da ponte. Uma vez que isso

dificulta bastante a análise, o modelo permite o uso de medidas de estações meteorológicas que estejam próximas o suficiente da estrutura e que reflitam o microclima do local.

Como a cura do concreto é um fator de grande impacto na permeabilidade e na porosidade de estruturas é plausível que o tempo de cura também tenha impacto na resistência que a estrutura apresentará à entrada do dióxido de carbono. O parâmetro K_c do modelo considera essa influência através da seguinte equação:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7} \right)^{-0.567} \quad (F.3)$$

sendo t_c o número de dias que o concreto foi curado. No Brasil, em geral, esse número fica entre 2 e 3. Para valores de tempo de cura maiores que 7 dias a equação (F.3) mostra que K_c coopera para a diminuição do avanço da frente de carbonatação.

A concentração de CO_2 na atmosfera colabora fortemente para o avanço da frente de carbonatação. Em 2014 esse valor chegou a 400ppm o que é equivalente a 0.00072 kg/m^3 . Estes níveis de concentração de CO_2 associados as fontes emissoras como, por exemplo, os próprios veículos que trafegam sobre a ponte aceleram bastante a penetração do gás na estrutura. Na ausência de medidas da concentração de dióxido de carbono no local da ponte a concentração atmosférica pode ser utilizada.

Ainda associada ao gás carbônico o modelo proposto também faz uso da variável resistência a carbonatação (R_{NCC}). Esta variável é bastante difícil de ser calculada uma vez que requer a realização de ensaios em determinadas condições. Em geral, estes testes levam 56 dias para serem realizados.

A presença de água nos poros do concreto tem influência na difusão do CO_2 . Quando os poros estão completamente saturados o processo de carbonatação dificilmente se desenvolverá devido a reduzida difusão do gás nesse meio aquoso. Esta característica é considerada pela seguinte equação:

$$W(t) = \left(\frac{0.0767}{t} \right)^{\frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2}} \quad (E.4)$$

onde:

t_0 é o tempo de referência em anos e de valor 0,0767.

b_w é um expoente de regressão que segue uma gaussiana ($\mu=0.446$, $\sigma=0.163$)

p_{SR} é a probabilidade que mede a direção da chuva. Esta variável representa a distribuição médias da direção do vento em dias de chuva. Para elementos horizontais como ponte este valor é tomado igual a 1.

ToW é dado como o tempo de "molhamento", ou seja, representa o número de dias que a estrutura fica molhada devido a água da chuva. Esta variável considera dias molhados apenas aqueles que apresentam chuvas acima de 2,5mm. ToW é dado por:

$$ToW = \frac{\text{número de dias de chuva} \geq 2.5\text{mm por ano}}{365} \quad (F.5)$$

A equação do modelo proposto dada na Tabela F.1 pode então ser resumida da seguinte forma:

$$e_c = k\sqrt{t} \quad (F.6)$$

assim k representa todas as variáveis descritas até aqui. Tendo o tempo de vida da estrutura (t) e o valor médio da frente de carbonatação (e_c) pode-se determinar k e então realizar previsões do avanço da frente de carbonatação na estrutura. Como já colocado em outros relatórios a forma mais comum de se aferir a profundidade da camada carbonatada é feita por método colorimétrico, por meio do uso de solução de fenolftaleína a 1% diluída em álcool etílico. A vantagem em seu uso deve-se ao fato de seu ponto de viragem estar na faixa de pH em que a carbonatação ocorre, ou seja, a solução possui coloração roxa na faixa de pH normal do concreto, por volta de 12 a 13 e muda de cor para pH por volta de 9. Recomenda-se quatro medidas da espessura sem coloração para que se obtenha uma média representativa do fenômeno (CONTECVET, 2004).

F.1.2. Deterioração por corrosão

Atualmente, a necessidade por monitorar e atenuar tanto o início como a propagação da corrosão no interesse de preservar e estender a vida útil de uma estrutura é largamente difundida. Previsões confiáveis, com base em dados de campo, para o desempenho de barras existentes são essenciais para qualquer bom sistema de monitoramento estrutural. A dificuldade gerada nessas previsões é que nem sempre a redução da área útil da seção transversal é o problema mais grave. A Figura F.3 mostra um típico perfil de um processo de deterioração de estruturas de concreto. As características expansivas do produto da corrosão geram tensões no concreto que por sua vez podem gerar fissuras e deslocamentos na peça. Desta forma, um modelo consistente deve ser capaz de prever o grau de corrosão, a vida útil restante esperada, e uma estratégia de reparação mais favorável não só com base na redução da área das barras, mas também com a possibilidade de ocorrência de fissuras e/ou deslocamentos da peça.

O processo de deterioração por corrosão é modelado geralmente em dois diferentes estágios: o de iniciação e do propagação. O tempo de iniciação, na verdade, é medido pelo tempo que leva até a despassivação da camada passivadora entre aço e concreto. Frequentemente, esse tempo é calculado por um modelo de carbonatação ou de ataque de cloretos. Neste anexo, este tempo será considerado através do modelo de carbonatação já apresentado. No estágio de propagação, a corrosão da barra ocorre a uma dada taxa que tem sua velocidade dependente de variáveis tais como umidade relativa, relação água-cimento e presença de oxigênio.

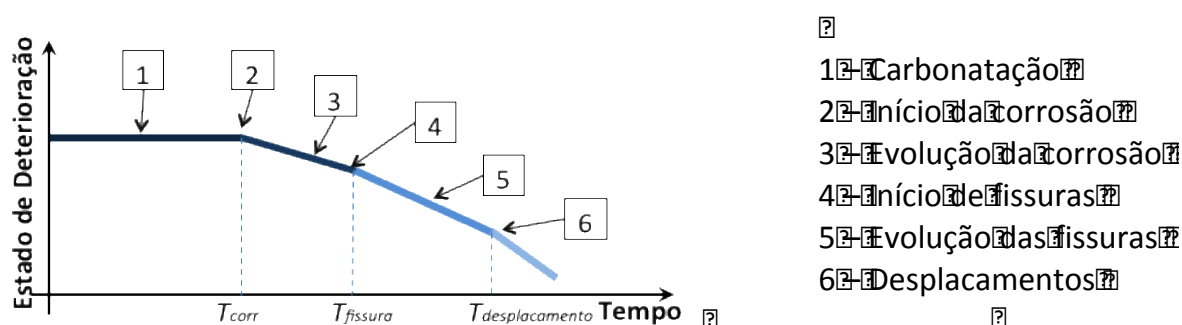


Figura F.3 – Curva de deterioração para estruturas de concreto.

Existem basicamente três formas de tratamento da redução da área da seção transversal por conta da corrosão, como pode ser visto na Figura F.4, corrosão uniforme, corrosão localizada e

corrosão localizada com uma componente uniforme, respectivamente. O modelo de corrosão uniforme é bem mais simples de ser tratado e implementado uma vez que a taxa de corrosão é a mesma em todas as direções da seção transversal da barra, ou seja, a profundidade x que corresponde a perda de área é simétrica. Isso facilita bastante a solução do modelo, de forma que, neste anexo apenas a corrosão uniforme será considerada.

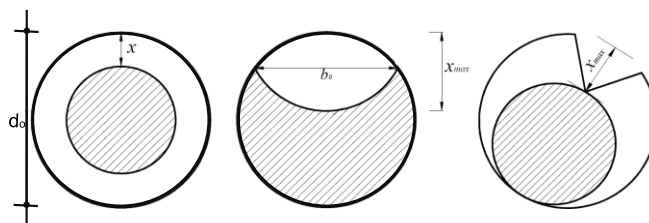


Figura F.4 – Tipos de corrosão.

O comportamento no tempo da redução da área da seção transversal da barra será então dada pela equação (F.7). Este modelo é bastante utilizado em diversos artigos, dissertações e teses. Isso se deve tanto a sua relativa simplicidade como ao fato de esta expressão obedecer a Lei de Faraday.

$$A_s(t) = \begin{cases} \pi d_0^2 / 4 & t \leq t_0 \\ \pi (d_0 - 0.0232 i_c t)^2 / 4 & t > t_0 \end{cases} \quad (F.7)$$

onde: $A_s(t)$ mede a área da seção transversal da barra ao longo do tempo, d_0 é o diâmetro inicial de cada barra modelada, i_c é taxa de corrosão da armadura ($\mu A/cm^2$) e depende do cobrimento da armadura e da relação água cimento. Matematicamente é dada por:

$$i_c = \frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{cover} \quad (F.8)$$

esta mesma formulação é descrita e utilizada no ACI 365.1R-00. Este código também afirma que para valores de i_c próximos a $0,5 \mu A/cm^2$ nenhuma corrosão é esperada, para valores de i_c entre $0,5$ e $2,7 \mu A/cm^2$ a corrosão é provável em um intervalo de tempo de 10 a 15 anos. Já para valores entre $2,7$ e $27 \mu A/cm^2$ deterioração por corrosão é esperada entre 2 e 10 anos de vida da estrutura.

Considerando que existem muitas variáveis e incertezas quanto a modelagem da propagação da corrosão, o recomendável é tratar a solução do modelo de forma probabilística. Estas incertezas estão relacionadas não só ao fato de que o processo corrosivo pode demorar bastante tempo (décadas), como também a imprecisão na medição das variáveis do modelo, por exemplo, o cobrimento da barra nem sempre é o mesmo. Na própria ponte sobre o Rio Jaguari medições mostram que o cobrimento das peças tem um desvio padrão de aproximadamente 0,804 mm.

Neste anexo os dois estágios da corrosão serão analisados para a ponte em estudo. Dados do campo serão inseridos no modelo afim de realizar previsões sobre o comportamento da deterioração da ponte. Todas as análises serão feitas de forma probabilística. Com base nessas análises e valores limites, estipulados no Model Code, para o índice de confiabilidade estrutural calculado ao longo do tempo pode-se estimar o rompimento de um dado estado limite.

F.2. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DA DETERIORAÇÃO

Os dados oriundos do ensaio de carbonatação realizado durante a inspeção e monitoração da ponte sobre o Rio Jaguari serão avaliados estatisticamente usando a teoria da confiabilidade estrutural. O estudo e teorias de confiabilidade ocupam-se em quantificar a probabilidade de que determinado estado limite seja violado. A um estado limite está associada uma função de variáveis aleatórias cujo valor que a mesma pode assumir em todo o domínio define a ocorrência ou não de falha. Para maiores detalhes da teoria recomenda-se (MELCHERS, 1999).

A frente de carbonatação foi medida em diferentes pontos da estrutura. Os valores encontrados estão dispostos na Tabela D.7. Observa-se que a frente de carbonatação em alguns pontos já quase atinge a amadura, o que leva ao início do processo de corrosão.

Tabela F.2 – Aferição da frente de carbonatação.

Ponto	Frente de carbonatação (mm)		
	Mínima	Máxima	Média
1	3,21	6,88	5,04
2	14,92	23,94	19,43
3	16,93	22,15	19,54
4	10,51	16,29	13,4
5	8,04	17,62	12,82
6	7,21	13,17	10,19
7	2,65	12,70	7,68
8	12,72	19,31	16,01
9	14,08	18,63	16,36
10	19,49	26,70	23,09
11	21,96	28,32	25,14
12	19,61	31,78	25,69
13	19,85	30,33	25,09
14	8,68	17,51	13,09
15	19,50	25,62	22,56
16	14,04	23,53	18,78
Média:			17,12
Desvio padrão:			6,19

A partir do conhecimento da idade da estrutura na data de realização do ensaio, ou seja, aproximadamente 8 anos, combinado com a equação (F.9) calcula-se a distribuição de k como sendo dada por:

$$k \sim Normal(6,05;2,19) \quad (F.9)$$

ou seja k segue uma distribuição normal com média 6,05 e desvio padrão de 2,9. Considerando então que a camada de cobrimento medida na estrutura apresenta também uma distribuição normal com média 26,5mm e desvio de 0.804mm o coeficiente de confiabilidade pode então ser calculado.

A mostra o comportamento do índice de confiabilidade para o avanço da frente de carbonatação na ponte sobre o Rio Jaguari. Como era esperado o valor inicial é bem alto, o que indica uma baixíssima probabilidade de falha, ou seja, que a frente atinja a armadura. À medida que o tempo passa percebe-se uma redução considerável e rápida no índice de confiabilidade. Dado que o Model Code limita um valor de 1,3 para esse coeficiente, isto é, para valores menores ou iguais a 1,3 considera-se que a estrutura tem iniciado o processo de corrosão. Observa-se que no tempo

de 9 anos de vida útil a estrutura já estaria, de acordo com o modelo, no início do processo de corrosão.

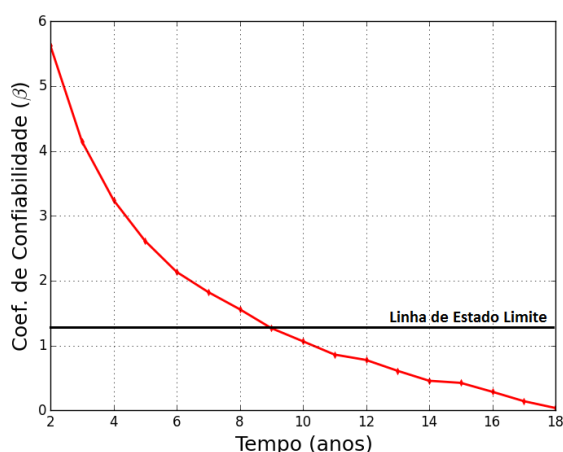


Figura F.5 – Curvas do coef. de confiabilidade para despassivação da armadura pro carbonatação.

Esse processo de corrosão é esperado já para as camadas na periferia da estrutura, o problema se agrava quando essa carbonatação atingir maiores profundidades e consequentemente atingir armaduras de segundas camadas. É possível que fissuras e deslocamentos, no entanto, ocorram antes mesmo da chegada da carbonatação a camadas mais profundas de armaduras uma vez que a corrosão tem características expansivas, ou seja, o produto gerado pela corrosão tem volume maior que o volume inicial da barra. Desta forma, é recomendado o monitoramento desta situação afim de se investigar os possíveis processos de deterioração aos quais a estrutura estará submetida.

A Figura F.6 mostra, a partir dos dados obtidos em campo, como se comporta o perfil de deterioração da ponte sobre o Rio Jaguari do ponto de vista da corrosão. Dado que pela Figura F.5 o processo de iniciação da corrosão começa a partir do ano 9 de vida da estrutura, ou seja, o ano de 2013, a área de aço começa então a ser reduzida de acordo com o modelo descrito na equação (F.7). Os valores na Figura F.6 representam valores médios da redução da área de aço. Na verdade, cada ponto sobre a curva nesta figura representa a média de uma distribuição normal.

É esperado que a partir de 20 anos da estrutura, o que corresponderia ao ano de 2024, uma redução média de 10% na área útil das barras seja percebida. Ressalta-se, no entanto, que dado o caráter probabilístico da análise essa redução de área pode ocorrer antes da idade de 20 anos. É

importante notar que antes mesmo de reduções de área de aço mais preocupantes é provável que fissuras tanto dentro como fora do concreto se desenvolvam. Em caso de um maior grau de deterioração é esperado também que deslocamentos possam surgir.

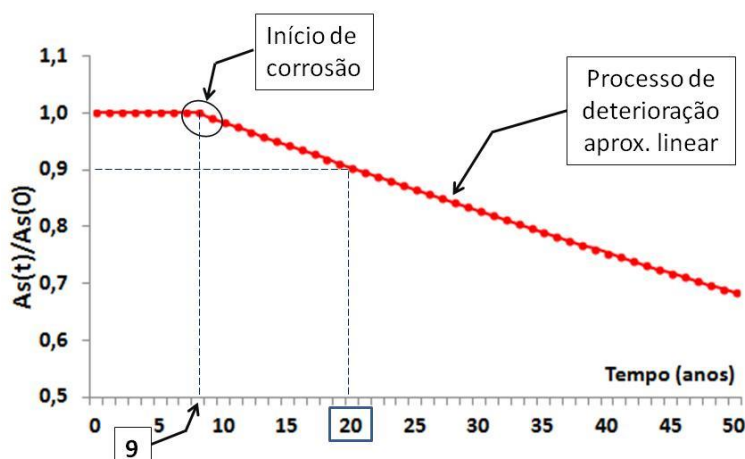


Figura F.6 – Curva de deterioração para ponte sobre o Rio Jaguari.

F.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método proposto para o tratameto da carbontação tem por base não só a lei de difusão, mas também considera outros fatores como umidade e dias de chuva. De forma, que fornece uma visão geral da evolução da frente de carbonatação e a confiabilidade associada ao fenômeno.

A abordagem do fenômeno da deterioração da estrutura por meio de conceitos de confiabilidade demonstra que um planejamento de manutenção, reabilitação ou recuperação da estrutura, mais adequado e tecnicamente embasado, pode ser feito com esta ferramenta. Com medidas de desempenho da estrutura de longo prazo espera-se, inclusive, que recomendações sobre quando e onde manutenções devam ser efetuadas possam ser determinadas com mais precisão.

O estudo da propagação da corrosão na estrurua mostrou que já há uma certa perda de área nas barras da camada externa. Como já foi colocado, é possível que fissuras apareçam dentro e fora das peças. O estudo da deterioração da forma apresentada, ou seja, probabilisticamente, tem a vantagem de levar em consideração não só as incertezas inerentes ao processo, mas também levar em consideração possíveis erros de medições.

ANEXO G. USO DE RECEPTORES GPS DE 100 Hz NA INSTRUMENTAÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO JAGUARI

G.1. INTRODUÇÃO

Este estudo apresenta procedimentos que permitem utilizar os receptores GPS como equipamento primário e auxiliar, na etapa de identificação primária de alterações estruturais, através dos valores de frequência e amplitude de deslocamento que se consegue medir a partir da análise de dados. E a partir destes resultados, então, pode-se tomar a decisão de proceder ou não com a instrumentação convencional ou trabalhar de forma concomitante.

Desta forma, o trabalho apresenta os resultados parciais do monitoramento dinâmico de oscilações de um dos vãos do tabuleiro de uma ponte concreto, com o uso do Sistema de Posicionamento Global (GPS) – equipamento de uso simples e prático. Os ensaios apresentados a seguir fazem parte da continuidade do desenvolvimento de um método, iniciado em 2000 (Larocca, 2004), denominado como Método dos Resíduos de Fase. O método busca, nesta fase da pesquisa, melhorar o limiar de detecção com o GPS para que possa ser utilizado, também, no monitoramento dinâmico das pontes de concreto de pequeno e médio porte. Desde o início desta pesquisa, os esforços de aplicação do Método dos Resíduos de Fase (MRF), ou *Phase Residual Method* (PRM), como é conhecido na literatura internacional, foi utilizado e produziu bons resultados no monitoramento de pontes suspensas e estaiadas de médio e grande porte (Larocca, 2004; Roberts *et al.*, 2004; Larocca e Schaal, 2010; Schaal *et al.*, 2012; Larocca *et al.*, 2013; Yi *et al.*, 2010, 2013; Im *et al.*, 2013).

G.2. MÉTODO UTILIZADO COM GPS

O método usado neste artigo utiliza os dados do sistema de posicionamento GPS, transmitidos pela fase da portadora L1, com base no princípio da interferometria de Michelson (Kumar, 2004), já publicados em trabalhos anteriores, como em Schaal e Larocca, 2002; Larocca, 2004; Schaal e Larocca, 2009; Larocca *et al.*, 2010; Larocca *et al.*, 2013). Essa metodologia, resumidamente, consiste na aplicação do princípio da interferência sobre os sinais transmitidos pelos satélites da constelação GPS para realizar medições de distâncias através da alteração da fase provocada em um dos sinais. Neste caso, um receptor móvel é instalado sobre a estrutura a ser monitorada e o outro receptor (fixo ou base), responsável pelas correções diferenciais, fica instalado numa base com coordenadas conhecidas. Na Figura G.1 está ilustrada uma antena GPS fixada no vão central de uma ponte suspensa, excitada por carga dinâmica – no caso, pela travessia de um caminhão. A

frequência e a amplitude de oscilação do vão central podem ser determinadas a partir da análise dos sinais GPS coletadas (Guo, 2005; Larocca e Schaal, 2005).

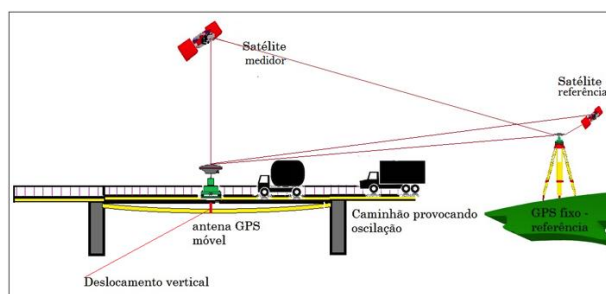


Figura G.1 – Antena GPS do receptor móvel sobre a ponte

O método utilizado, baseado no princípio do interferômetro de fase, requer apenas a coleta de dados emitidos por dois satélites, com ângulo de fase próximo de 90° e não mais de uma constelação com mais de quatro satélites. Assim, para se medir um deslocamento vertical, por exemplo, é necessário que um satélite esteja com elevação próxima a 90° e outro com elevação próxima à linha do horizonte (Figura G.2). No processamento da dupla diferença de fase, o satélite mais baixo é considerado como o satélite de referência, o qual permite obter o vetor dos resíduos do satélite mais alto, denominado aqui de 'satélite medidor'.

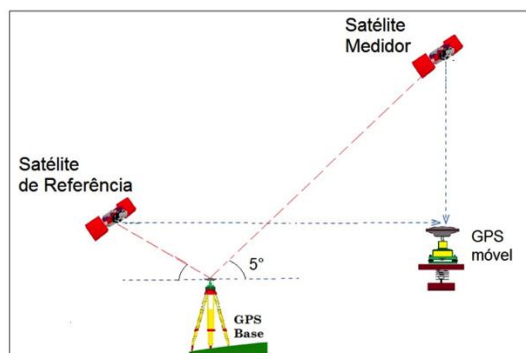


Figura G.2 – Satélite de referência e Satélite de medição

G.2.1. Oscilador Eletromecânico

Para calibrar a medição dos deslocamentos dinâmicos previamente desconhecidos na estrutura foi desenvolvido em estudos anteriores, contudo adaptado para a aplicação presente, um oscilador eletromecânico (*Electro mechanical oscillator* – EMO). O EMO aplica movimentos verticais controlados, em relação à amplitude e velocidade de deslocamento, na antena do GPS que sofrerá

os movimentos da estrutura. O oscilador é alimentado por uma bateria de 9 v que mantém uma oscilação constante no intervalo medido.

A Figura G.3 apresenta uma antena GPS JAVAD (modelo - RegAnt_DD JAVAD) montada sobre o oscilador, o qual foi instalado sobre um pilar geodésico do IBGE, durante a realização de experimentos preliminares com diferentes amplitudes e frequências.

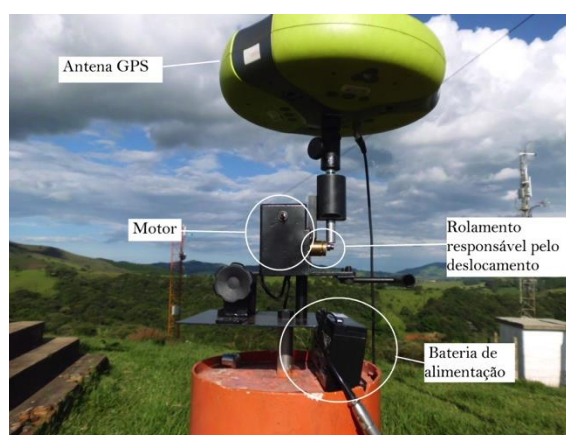


Figura G.3 – Detalhamento do Oscilador Eletromecânico com a antena JAVAD

G.2.2. Análise Espectral dos Dados

Para a análise espectral dos resíduos resultantes do processamento GPS da dupla diferença de fase, utilizou-se a Transformada Contínua em Ondaletas (do inglês Continuous Wavelet Transform – CWT), utilizando-se a Ondaleta-mãe de Morlet (Daubechies, 1992; Morlet, 1983).

A transformada Wavelet permite analisar variações espectrais com diferentes resoluções em tempo-frequência-espço. Esta técnica é também indicada em aplicações específicas, tais como os métodos para remoção de ruídos, pois esta se utiliza da fundamentação matemática extraída dos métodos clássicos desenvolvidos por Joseph Fourier (comumente conhecida como Transformada de Fourier). Isto significa que um sinal pode ser mapeado num plano tempo-escala, através de um escalograma (Goswami e Chan, 2011; Nguyen *et al.*, 2010; Souza *et al.*, 2009). A CWT envolve um conjunto de operações "lineares" (convolução), as quais podem ser utilizadas no estudo de sinais não-estacionários para a extração de informação de variações de frequência e para detectar oscilações das estruturas localizadas na escala do tempo com sua localização espacial. Esta técnica tem sido amplamente utilizada em várias áreas de pesquisa e aplicações, por exemplo: em análise

geofísica, hidrologia, dados climáticos, medicina, estudo do som, análise de dados de GPS, dentre outros estudos relacionados ao monitoramento de estruturas (Moschas *et al.*, 2012; Beshr and Kaloop, 2013; Azarbad and Mosavi, 2013; Kaloop *et al.*, 2013).

G.3. COLETA DE DADOS COM RECEPTOR GPS DE 100 HZ

As análises para testar o GPS como ferramenta para o monitoramento do vão central da ponte de concreto foram conduzidas em três etapas: na primeira realizou-se o transporte de coordenadas para a região próxima da ponte; na segunda utilizou-se apenas o EMO com amplitude e frequência controlada, sobre um marco geodésico para ensaios sobre detecção de deflexões verticais de até 5 mm. Na terceira etapa, considerada a mais robusta em informações, foram feitas observações sobre a ponte de concreto armado em Extrema.

Todas as etapas de coleta de dados serviram-se de dois receptores GPS do fabricante JAVAD, modelo SIGMA, com taxa de registro de dados de 100 Hz e antenas do tipo *chokering*, modelo RegAnt_DD JAVAD.

É importante ressaltar que a utilização de receptores de alta frequência, para fins de monitoramento, é mais eficaz por proporcionar resultados mais consistentes e acurados. Todavia, a utilização de receptores com menor possibilidade de registro em mesmo intervalo possibilita seguramente a utilização para a mesma finalidade (Çelebi, 2000; Larocca, 2004; Roberts *et al.*, 2004 ; Yi *et al.*, 2010, 2013; Im *et al.*, 2013).

G.3.1. Transporte de Coordenadas Para a Região mais próxima da Ponte

O procedimento para caracterizar o comportamento da ponte com o receptor GPS foi feito através do posicionamento relativo estático, deste modo foi necessário à utilização de um marco geodésico com coordenadas ajustadas.

Na vizinhança da ponte não existia marco geodésico que pudesse ser utilizado para pós-processamento das observações GPS. Devido a esta situação foi necessário construir um marco geodésico (Figura G.4(a)) nas proximidades da ponte e que atendesse às normas e padrão de qualidade proposta pelo IBGE (Araújo Neto *et al.*, 2013).

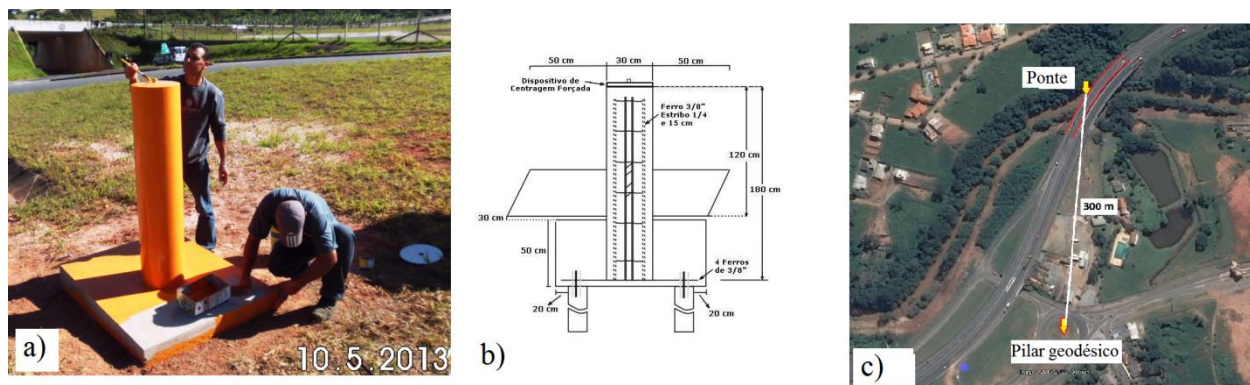


Figura G.4 – (a) Marco geodésico, (b) Projeto para construção proposto pelo IBGE e (c) Mapa de situação da ponte e marco geodésico.

O local escolhido para a construção do marco geodésico foi o centro de uma rotatória para retorno do quilômetro 947 sul, nos limites da faixa de domínio da rodovia Fernão Dias, a 300 m de distância da ponte observada (Figura G.4(b)). Após a finalização da construção do marco, foi realizado o levantamento dos dados GPS (Figura G.5) para o transporte das coordenadas. Este procedimento foi realizado em três dias diferentes, com seis horas de rastreo, para que o mesmo fosse homologado nacionalmente pela instituição competente.



Figura G.5 – Coleta de dados no Pilar Geodésico para homologação pelo IBGE.

G.3.2. Simulações com o EMO

Antes da coleta dados na ponte foi necessário configurar o dispositivo EMO (simulador de movimentos) e o receptor GPS JAVAD SIGMA para descartar eventuais problemas que inviabilizasse o levantamento de dados em campo. Para realizar as medições de testes, o GPS foi instalado sobre o EMO, que por sua vez foi instalado sobre o marco geodésico do IBGE, conforme instalação apresentada na Figura G.6.

O EMO foi usado para aplicar uma controlada movimentação vertical à antena GPS com frequência e amplitude de 0,4 Hz e 3,8 mm, respectivamente. Para registrar as observações da

constelação GPS, configuraram-se os receptores JAVAD SIGMA com taxa de gravação de 100 Hz para realizar medições durante três minutos. O resultado deste teste foi determinante para o planejamento dos ensaios na estrutura, no caso, a ponte de concreto sobre o Rio Jaguari.



Figura G.6 – Antena GPS sobre o Oscilador Eletromecânico no Pilar Geodésico.

G.3.3. Resultados das simulações com o EMO

De acordo com a Figura G.7(inferior) é possível observar o Espectro de Energia, dos resíduos resultantes do processamento GPS da dupla diferença de fase, obtidos com a Ondaleta-mãe de Morlet. O modelo matemático utilizado na geração do espectro foi configurado para evidenciar fenômenos com 5% de significância estatística, ou seja, 95% de confiança – cujo nível de significância é limitado pelo contorno representado por uma linha – em preto, dentro do Cone de Influência (Barbosa, 2012). As informações dos espectros de frequências, em função dos resíduos devido à movimentação atribuída ao EMO, serão utilizadas como referência para as demais análises apresentadas no presente trabalho. O eixo das abscissas corresponde ao número de observações (a cada 0,01 s), o eixo das ordenadas a esquerda representa o valor da frequência em Hertz e o eixo das ordenadas a direita representa a escala de intensidade de energia com que a frequência é apresentada na área do Cone de Influência. Também, na mesma figura, o gráfico superior refere-se aos resíduos brutos sem qualquer tipo de tratamento ou filtro, apenas normalizado por $N-1$, onde N é o número de observações, oriundos da dupla diferença de fase da portadora L1, devido ao movimento periódico do EMO. Os demais gráficos de energia gerados pelo modelo matemático em linguagem MATLAB seguem o mesmo padrão de descrição.

Ainda de acordo com a Figura G.7, observa-se uma faixa contínua de energia altamente significativa, detectada e representada pela cor vermelha ao longo de todo o período da série

temporal, e que corresponde às oscilações programadas e aplicadas pelo EMO na antena móvel, em aproximadamente 0,4 Hz.

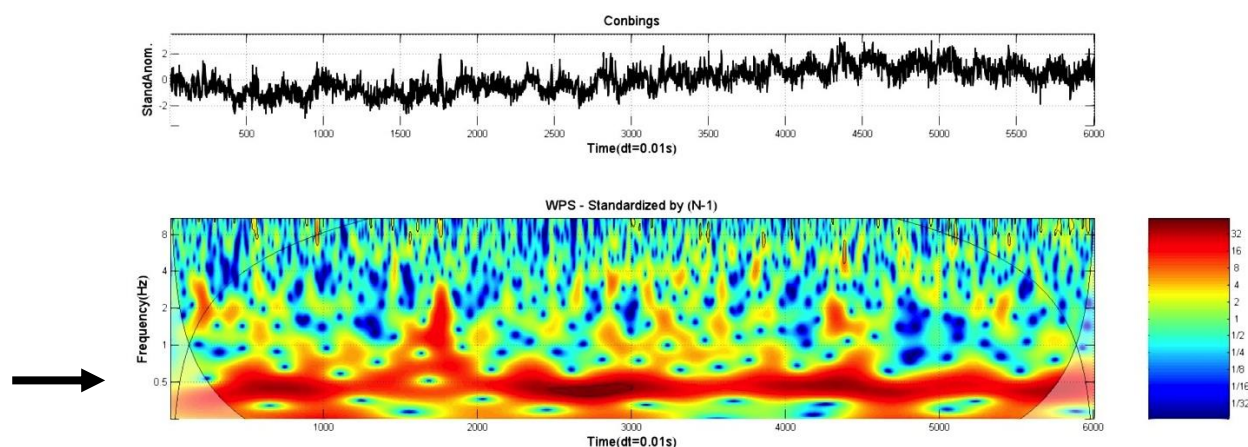


Figura G.7 – CWT dos resíduos da série temporal em observações entre 3500-5500, com nível de significância em 5% limitado pelo COI

G.4. COLETA DE DADOS GPS SOBRE A PONTE DE CONCRETO DO RIO JAGUARI

Os primeiros ensaios na ponte foram realizados em época distinta às provas de cargas convencionais. Isso ocorreu devido à necessidade de realizar o transporte de coordenada – construção do pilar na rotatória –, instalação de pinos para fixação da antena GPS no guarda corpo da ponte e ensaios para confirmar o limiar de detecção do método.

G.4.1. Layout da Instrumentação

A instrumentação e coleta de dados GPS ocorreram com a ponte sendo solicitada pelo tráfego local da rodovia. Durante o período de coleta de dados, a ponte foi constantemente excitada pelo tráfego de veículos pesados de diferentes categorias de veículos que passam pela rodovia em questão. A Figura G.8 dispõe de uma vista da estrutura sobre a ponte monitorada, com a antena GPS móvel instalada no guarda corpo através do pino fixado com epóxi.



Figura G.8 – Vista sobre a ponte no momento do rastreo com o receptor GPS

A Figura G.9 ilustra a localização do receptor GPS móvel (*rover*) sobre o centro do maior vão central da ponte.

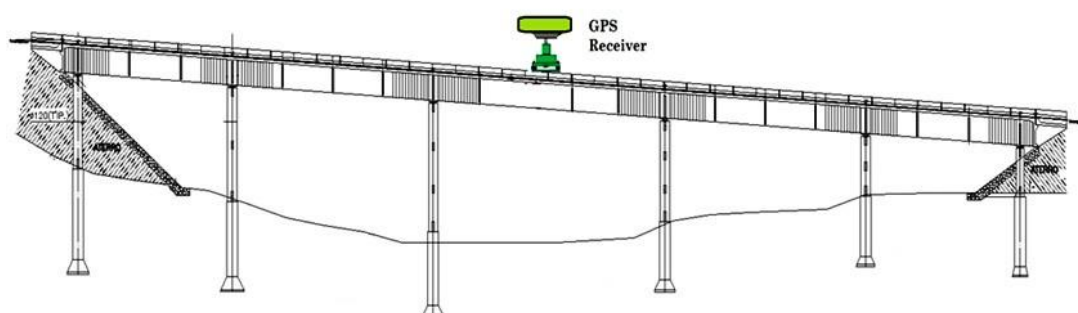


Figura G.9 – Vista da ponte com o posicionamento do receptor GPS no vão de 30m.

G.4.2. Coleta de Dados GPS

Nessa fase do monitoramento, instalou-se a antena GPS sobre a Ponte Jaguari, através de um pino de rosca universal de centragem forçada fixada no centro do maior vão e borda da ponte, conforme Figura 9. O GPS base foi instalado em outro marco geodésico construído para essa finalidade, a 300 m de distância da ponte ensaiada. A taxa de coleta de dados dos receptores foi de 100 observações por segundo. Para o processamento dos dados coletados sobre a ponte foi utilizado o software Justin JAVAD v. 2.107. Conforme a metodologia apresentada, utilizou-se como referência o satélite número 11 por se deslocar no horizonte com elevação de 11° , e como satélite “medidor”, optou-se pelo satélite 14, por este estar mais próximo ao zênite, com 87° de elevação.

G.4.3. Resultados obtidos por meio do posicionamento por GPS

A Figura G.10 apresenta uma sequência de 6000 observações, espaçadas de 0,01 s. O primeiro gráfico (localizado na parte superior) ilustra os resíduos da dupla diferença de fase processados pelos satélites de número 11 e 14. Adicionalmente, pode-se observar alto nível de energia com valores de frequências na faixa de 4 a 8 Hz, que corresponde à faixa de frequências detectadas durante a prova de carga.

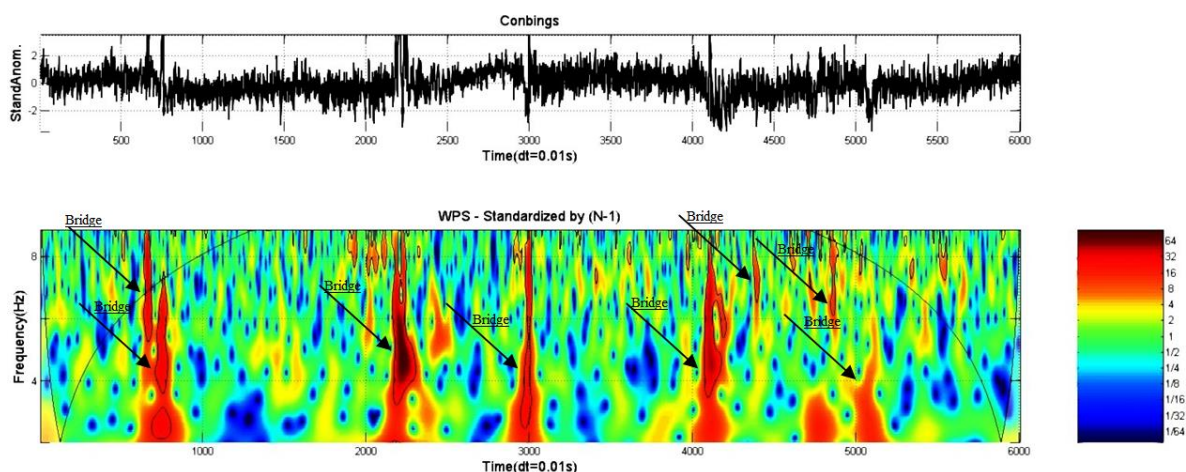


Figura G.10 – CWT dos resíduos da série temporal em observações entre 0-6000, com nível de significância em 5% limitado pelo COI

As variações registradas em torno dos valores apresentados são atribuídas a resposta do tráfego na ponte – nota-se que a ponte não foi fechada à passagem de veículos, mantendo-se o tráfego normal. Os resultados iniciais da aplicação do método que envolve a combinação de Sistema de Posicionamento Global (GPS), Método dos Resíduos da Fase (PRM) e CWT como uma ferramenta para monitorar as vibrações de pequenas obras de arte de concreto, indicou a detecção de frequências de oscilação vertical do tabuleiro com amplitude pico a pico a de 4 mm, com um alto nível de confiança (95%) em frequência disposta sobre variação entre 4 e 8 Hz.

Os resultados do ensaio na Ponte Jaguari, conforme esperado, indicaram que o método proposto é capaz de detectar deslocamentos dinâmicos de amplitude de poucos milímetro com coleta de

dados de poucos minutos de rastreamento de dados. Dessa forma, os intervalos foram suficientes para detectar diversas frequências de vibração.

ANEXO H. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

H.1. REFERÊNCIAS GERAIS

ABNT. NBR 9204: Concreto endurecido - Determinação da resistividade elétrica-volumétrica - Método de ensaio. , 1985. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 9779. Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade. , 1995a. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 7584: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. , 1995b. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. , 2005. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 12655: Concreto de cimento portland – preparo, controle e recebimento – procedimento. , 2006. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 7680: Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. , 2007. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 8522: Concreto – determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. , 2008. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. , 2014. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ACI. ACI 215R-2: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loads. , 1997. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

ANDRADE, R. G. M. **Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em concreto armado: um estudo de caso**, 2012. Universidade de São Paulo. Disponível em:
<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-18062013-152808/>>. .

ASTM. ASTM E 1049-85 (Reapproved 2005): Standard practices for cycle counting in fatigue analysis. **Annual Book of ASTM Standards**. p.710–718, 1999. Philadelphia, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

ASTM. G57 - 06 Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. , 2006.

BANAN, M. R.; HJELMSTAD, K. D. Parameter Estimation of Structures from Static Response. I. Computational Aspects. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, n. 11, p. 3243–3258, 1994.

BSI. **BS 7910: Guide on methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures**. London, England, 1999.

CASTRO, J. T. P.; MEGGIOLARO, M. A. **Fadiga: técnicas e práticas de dimensionamento estrutural sob cargas reais de serviço Vol. 2**. CreateSpace, 2009.

CATBAS, F. N.; SUSOY, M.; FRANGOPOL, D. M. Structural health monitoring and reliability estimation: Long span truss bridge application with environmental monitoring data. **Engineering Structures**, v. 30, n. 9, p. 2347–2359, 2008. Disponível em: <<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S014102960800014X>>. Acesso em: 30/9/2013.

CEB-FIP. Diagnosis and Assessment of Concrete Structures: State of the Art Report. , Volume 192 Bulletin d'information., 1989. Comité euro-international du béton.

CEB-FIP. **CEB-FIP Model Code 2010**. London, England: Thomas Telford, 2011.

CONNOR, R. J.; FISHER, J. W. Identifying Effective and Ineffective Retrofits for Distortion Fatigue Cracking in Steel Bridges Using Field Instrumentation. **Journal of Bridge Engineering**, v. 11, n. 6, p. 745–752, 2006. American Society of Civil Engineers. Disponível em: <[http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2006\)11:6\(745\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:6(745))>. Acesso em: 21/7/2015.

CONTECVET. A validated Users Manual for assessing the residual service of concrete structures. , 2004. Madrid, Spain. Disponível em: <http://www.ietcc.csic.es/files/manual_ingles.pdf>. .

DAVIS, J. **Live-load Models for Design and Fatigue Evaluation of Highway Bridges**, 2007. The State University of New Jersey.

FISHER, J. W.; CONNOR, R. J. Results of field measurements on the Williamsburg Bridge orthotropic deck—Final report. , 2001a. Bethlehem, PA, USA.

FISHER, J. W.; CONNOR, R. J. **Report on field measurements and assessment of the I-64 Kanawha River bridge at Dunbar, West Virginia**. Bethlehem, PA, USA, 2001b.

FISHER, J. W.; NUSSBAUMER, A.; KEATING, P. B.; YEN, B. T. **Resistance of welded details under variable amplitude long-life fatigue loading**. Washington DC, USA, 1993.

HERWIG, A. **Reinforced concrete bridges under increased railway traffic loads – fatigue behaviour and safety measures**, 2008. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

KARBHARI, V. M.; ANSARI, F. **Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems**. 1st ed. CRC Press, 2009.

MALLET, G. **Fatigue of reinforced concrete: state of the art review 2**. London, England: HMSO, 1991.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 2nd ed. Wiley, 1999.

OLSSON, K.; PETTERSSON, J. **Fatigue assessment methods for reinforced concrete bridges in Eurocode: comparative study of design methods for railway bridges**, 2010. Chalmers University of Technology.

WENZEL, H. **Health Monitoring of Bridges**. 1st ed. West Sussex, UK: John Wiley & Sons, Ltd., 2009.

YEN, B. T.; HODGSON, I. C.; ZHOU, Y. E.; CRUDELE, B. B. Bilinear S-N Curves and Equivalent Stress Ranges for Fatigue Life Estimation. **Journal of Bridge Engineering**, v. 18, n. 1, p. 26–30, 2013. American Society of Civil Engineers. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000325>>. Acesso em: 22/7/2015.

ZHOU, Y. E. Assessment of Bridge Remaining Fatigue Life through Field Strain Measurements. **Journal of Bridge Engineering**, v. 11, p. 737–744, 2006.

H.2. REFERÊNCIAS DO ANEXO G

- Andrade, R. G. M. Monitoramento de curta duração de uma ponte curva em concreto armado: um estudo de caso. 2012. 144 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- Andrade, R. G. M.; Trautwein, L. M and Bittencourt, T. N. (2013) Comparison and calibration of numerical models from monitoring data of a reinforced concrete highway bridge. *IBRACON*, São Paulo., v. 6, n.1, p. 121-138.
- Araujo Neto, J. O.; Trabanco, J. L. A.; Larocca, A. P. C.; Barbosa, A. C. B. and Schaal, R. E. (2013) Monitoring the Vertical Deflections of the Small Concrete Bridge with the adapted Phase Residual Method using High Rate GPS Data. In: 2nd Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM), Nottingham, Inglaterra.
- Azarbad, M. R. and Mosavi, M. R. (2013) A new method to mitigate multipath error in single-frequency GPS receiver with wavelet transform. *GPS Solutions*, v. 18, n. 1, p. 189-198.
- Barbosa, A. C. B. (2012) Oscilações Intrasazonais no Indo-Pacífico e na Zona de Convergência do Atlântico Sul: Estudo observacional e numérico. Tese (Doutorado), Departamento de Ciências Atmosféricas do Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas, Universidade de São Paulo, 243 p.
- Barbosa, A. C. B. and Blitzkow, D. (2008) Wavelet: History and Application. Lecture Notes. Institute of Astronomy, Geophysics and Atmospheric Sciences – University Sao Paulo - IAG/USP and POLI/USP.
- Beshr, A. and Kaloop, M. (2013) Monitoring Bridge Deformation Using Auto-Correlation Adjustment Technique for Total Station Observations. *Positioning*, v. 4 n. 1, p. 1-7.
- Çelebi M. (2000). GPS in dynamic monitoring of long-period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v.20, Issues 5–8, p. 477–483.
- Daubechies, I.; Mallat, S. and Willsky, A. S. (1992) Introduction to the special issue on Wavelet Transforms and Multiresolution Signal Analysis. *IEEE Transactions on Information Theory*, v. 38, n.2, p. 528–531.
- Goswami, J. C. and Chan, A. K. (2011). Fundamentals of wavelets. *Microwave and Optical Engineering*. Wiley Interscience, New Jersey, 2nd edition.
- Guo, J., Xu, L., Dai, L., McDonald, M., Wu, J., and Li, Y. (2005). Application of the Real-Time Kinematic Global Positioning System in Bridge Safety Monitoring. *Journal of Bridge Engineering*, v.10(2), p.163–168.
- Im, S. B.; Hurlbaush, S. and Kang, Y. (2013) Summary Review of GPS Technology for Structural Health Monitoring. *J. Struct. Eng.* v. 139, SPECIAL ISSUE: Real-World Applications for Structural Identification and Health Monitoring Methodologies, p.1653–1664.
- Kaloop, M., Elbeltagi, E., and Elnabwy, M. (2013) Bridge Monitoring with Wavelet Principal Component and Spectrum Analysis Based on GPS Measurements: Case Study of the Mansoura Bridge in Egypt. *J. Perform. Constr. Facil. (ASCE)*, SPECIAL ISSUE.
- Kumar, J. P. K, and Jolly, N. (2004) Michelson Interferometer, Kamaljeeth Instrumentation & Service Unit. India, v. 4, n.3, p. 180–192.
- Larocca, A. P. C. and Schaal, R. E. (2005) Millimeters in motion – dynamic response precisely measured. *GPS World*, Cleveland, v. 16, n. 1, p. 16-24.
- Larocca, A. P. C. O uso do GPS como instrumento de controle de deslocamentos dinâmicos de obras civis – aplicação na área de transportes. 2004. 203 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- Larocca, A. P. C.; Schaal, R. E. and Barbosa A.C.B. (2009) Improving Detection of Low Frequency Vibrations using High Rate Data and Filtering Techniques in Time Series of GPS Baseline. In: *22nd International Meeting of the Satellite Division of The Institute of Navigation*, Savannah, GA, p. 1867–1875. September.

- Larocca, A. P. C.; Schaal, R. E.; Santos, M. C. (2013) L1 GPS as Tool for Monitoring the Dynamic Behavior of Large Bridges. *Global Navigation Satellite Systems - From Stellar to Satellite Navigation*. 1. ed. New York : InTech. v. 1, p. 117-144.
- Larocca, A.P.C. and Schaal, R. (2010) Filtering techniques applied on raw carrier phase for GPS detecting small dynamic displacements. *Boletim de Ciências Geodésica*, Curitiba, Brasil, v. 16, n. 1, p.177-188.
- Morettin, P. A. (2014) *Ondas e Ondaletas: Da Análise de Fourier à Análise de Ondaletas de Séries Temporais*. 2ed. São Paulo: Editora USP. 320 p.
- Morlet, J. (1983) *Sampling Theory and Wave Propagation*. NATO ASI Series, v. 1, p. 233–261 Springer, Berlin 1983.
- Moschas, F.; Avallone, A.; Moschonas, N.; Saltogianni, V. and Stiros, S. (2012) Assessment of accuracy of PPP for very-high-frequency dynamic, satellite positioning and earthquake modeling. *EGU General Assembly*, 1nd., 2012, Vienna, Austria, v. 1, p. 42-52.
- Nguyen, R. Y.; Del-Castillo-Negrete, D.; Schneider, K.; Farge, M. and Chen, G. (2010) Wavelet-based density estimation for noise reduction in plasma simulations using particles. *Journal of Computational Physics*, v. 229, n. 8, p. 2821-2839.
- Roberts, G. W.; Meng, X. and Dodson, A. H. (2004) Integrating a Global Positioning System and accelerometers to monitor the deflection of bridges. *Journal of Surveying Engineering (ASCE)*, v. 130, n. 2, p. 65-72.
- Schaal R. E. and Larocca A. P. C. (2002) A Methodology for Monitoring Vertical Dynamic Sub-Centimeter Displacements with GPS. *GPS Solutions*, New York, v. 5, n.3, p. 15–18.
- Schaal, R. E.; Larocca, A. P. C. and Guimarães, G. N. (2012) Use of a single L1 GPS receiver for monitoring structures: first results of detection of millimetric dynamic oscillations. *Journal of Surveying Engineering*. v. 138(2), n. 2, p. 92-95.
- SINAENCO (2007). *Sindicato da Arquitetura e da Engenharia. Infraestrutura da Cidade de São Paulo: Prazo de Validade Vencido*, São Paulo.
- Souza, E. M., Monico, J. F. G. e PAGAMISSE, A. (2009) Redução do efeito do multicaminho de frequências alta e baixa no posicionamento relativo cinemático utilizando wavelets: resultados preliminares. *Boletim de Ciências Geodésicas (Impresso)*, v. 15, p. 142-156.
- Torrence, C. and Compo, G. P. (1998). A practical guide to wavelet analysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, v. 79, p. 61-78.
- Yi, T; Li, H. and Gu, M. (2010). Recent research and applications of GPS based technology for bridge health monitoring. *Science China Technological Sciences*, Volume 53, Issue 10, pp 2597-2610.
- Yi, T; Li, H. and Gu, M. (2013) Experimental assessment of high-rate GPS receivers for deformation monitoring of bridge. *Measurement*, v. 46, n. 1, p. 420–432.