Ana Paula Camargo Larocca

**O USO DO GPS COMO
INSTRUMENTO DE CONTROLE DE
DESLOCAMENTOS DINÂMICOS DE
OBRAS CIVIS –
APLICAÇÃO NA ÁREA DE
TRANSPORTES**

*Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Doutor em Engenharia Civil – Área
de Concentração: Engenharia de Transportes.*

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Ernesto Schaal

*São Carlos
2004*

Candidata: Engenheira **ANA PAULA CAMARGO LAROCCA**

Tese defendida e julgada em 25-06-2004 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **RICARDO ERNESTO SCHAAL (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovada

Prof. Associado **NICOLA PACILÉO NETO**
(Escola Politécnica /USP)

aprovada

Prof. Dr. **EDVALDO SIMÕES DA FONSECA JUNIOR**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO

Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO

Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA

Prof. Associado **JOSÉ LEOMAR FERNANDES JUNIOR**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes

Prof. Titular **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Membro com categoria mais elevada da CPG, em exercício

*Ao meu pai José e minha mãe Adsir,
meu 'porto seguro' e meus exemplos
de vida.*

Amo vocês!

Agradecimentos

Neste momento de conclusão da minha tese, expresso minha gratidão àqueles, que abaixo relaciono, pela inestimável colaboração ao longo do meu programa de doutoramento e àqueles que ao longo de minha vida, de alguma forma, direta ou indireta me prepararam para percorrer mais esta etapa.

Ao Prof. Dr. Paulo Cesar Lima Segantine, que há exatos 10 anos, na graduação, por meio de bolsa de monitoria, abriu a primeira porta para meu ingresso na pós-graduação junto ao Departamento de Transportes da EESC-USP.

Ao Prof. Dr. Ricardo Ernesto Schaal pela oportunidade valiosa de desfrutar de sua amizade, pela confiança depositada para o desenvolvimento deste trabalho e pela orientação, que me permitiu evoluir profissionalmente.

Ao Prof. Dr. Irineu da Silva, com o qual, durante a graduação, tive contato com o 'universo' da Topografia e Geodésia e também pelo empréstimo dos receptores GPS Leica SR500 inúmeras vezes.

Ao Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP pelo empréstimo dos receptores GPS TOPCON-JAVAD, em especial ao Prof. Dr. Edvaldo Simões da Fonseca Jr. e ao Técnico Arildo Fernandes de Moraes pela colaboração na instrução de utilização desses receptores.

Aos Prof.srs: Dr. Glaucio Tulio Pessa Fabri, Tit. José Elias Laier, Tit. Mounir Khalil El Debs; Assist. Toshiro Takeia, Tit. João Bento de Hanai, com o quais obtive informações que colaboraram para o desenvolvimento da tese.

Ao Prof. Tit. Carlito Calil Junior e Dr. Everaldo Pletz (Universidade Estadual de Londrina) pela permissão e colaboração na realização dos ensaios na passarela estaiada de madeira, na EESC-USP.

Ao Técnico Ednelson (Instituto de Química de São Carlos-USP), pela confecção do oscilador eletro-mecânico.

Ao Técnico Paulo Sérgio Batista pela colaboração na realização de diversos ensaios de campo e ensaios na passarela estaiada..

Aos colegas do Departamento de Transportes, pela disposição de servir diversas vezes, como 'carga móvel', durante os ensaios na passarela.

Ao Prof. Assoc. Marcelo Santos (University of New Brunswick, Canadá), meu orientador durante o “Doutorado Sanduíche” no Department of Geodesy and Geomatics Engineering (GGE) e que proveu idéias e as condições necessárias para a realização do ensaio na ponte Hawkshaw Cable-Stayed Bridge, em New Brunswick, bem como os dados GPS coletados na Pierre-Laporte Suspension Bridge (Québec, Canadá).

Ao coordenador do Geodetic Research Laboratory (GRL-GGE), Dr. Richard B. Langley, pelo meu acolhimento junto ao grupo, por idéias e sugestões para aprimoramento do trabalho, pelo grande incentivo ao desenvolvimento da pesquisa e pela colaboração na realização de ensaios com o GPS e acelerômetro.

Ao Dr. Adam Chrzanowski, diretor do Canadian Center for Geodetic Engineering por informações importantes acerca das pontes estudadas e empréstimo dos receptores GPS Novatel OEM4.

Ao Dr. Donghyun Kim, pesquisador do GGE, pela colaboração na realização de diversos ensaios com GPS e discussões sobre resultados.

Aos engenheiros do New Brunswick Department of Transportation Ronald H. Joyce e Neill Hill, pela permissão e colaboração para a realização do ensaio da Hawkshaw Bridge.

Aos técnicos Howard Biggar (GGE) e E. Daniel Wheaton (Civil Engineering Laboratory) e o Msc. Jason Bond, pela colaboração na preparação e realização do ensaio de prova de carga na Hawkshaw Bridge.

Aos funcionários do Departamento de Transportes, em especial Paulinho, Magaly, Carlinhos (Toco), Lilian (ex-funcionária), Heloisa e Beth, cujo espírito solidário e amigo merece destaque.

Ao meu primo Luiz Henrique, pelo apoio aos meus pais, na ocasião de meu ‘Doutorado Sanduíche’.

A todos os colegas e amigos feitos no Departamento de Transportes, cuja convivência tornou estes anos de pesquisa mais prazerosos e divertidos.

Em especial, as amigas Ieda, Andréa Helena, Marta, Claudia Marques e Ana Rita.

Aos professores do Departamento de Transportes da EESC-USP.

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), pela bolsa de estudos concedidas no Brasil e no Canadá.

Ao PAI, pela força que me deu para vencer todos os obstáculos pessoais e profissionais.

*“Muitas vezes as pessoas são egocêntricas, ilógicas e insensatas.
Perdoe-as assim mesmo.
Se você é gentil, as pessoas podem acusá-lo de egoísta e interesseiro.
Seja gentil assim mesmo.
Se você é um vencedor, terá alguns falsos amigos e alguns inimigos verdadeiros.
Vença assim mesmo.
Se você tem paz e é feliz, as pessoas podem sentir inveja.
Seja feliz assim mesmo.
O bem que você faz hoje pode ser esquecido amanhã.
Faça o bem assim mesmo.
Dê ao mundo o melhor de você, mas isso pode nunca ser o bastante.
Dê o melhor de você assim mesmo.
Veja você que no final das contas, é entre você e Deus.
Nunca foi entre você e as outras pessoas.”*

***Madre Teresa de Calcutá**
(1910-1997)*

RESUMO

LAROCCA, A. P. C. (2004). *O Uso do GPS como Instrumento de Controle de Deslocamentos Dinâmicos de Obras Cíveis – Aplicação na Área de Transportes*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de metodologia para avaliar a utilização do Sistema de Posicionamento Global (GPS) como ferramenta de pesquisa no estudo do comportamento dinâmico de obras viárias. Para ser caracterizado como um instrumento de medição, foi estudada a potencialidade de um método, que se fundamenta numa forma específica de coleta e processamento de dados GPS; análise dos resíduos resultantes do processamento da dupla diferença de fase e aplicação de análise espectral para filtragem de informações indesejáveis (multicaminhamento dos sinais GPS). A coleta envolve um oscilador eletro-mecânico, especialmente projetado, que permite calibrar as medidas de amplitude e frequência das oscilações mensuráveis pela obra sob teste. Inúmeros experimentos foram realizados em ambientes de reflexões e difrações variáveis e com diversos tipos de receptores e antenas GPS. Alguns ensaios foram realizados utilizando, simultaneamente, equipamentos como transdutores de deslocamento, acelerômetros e Estações Totais. Comparando os resultados obtidos, mesmo com valores prescritos em normas e códigos, afirma-se que o GPS, sob o método de coleta de dados testado, é um instrumento confiável para detecção e caracterização do comportamento dinâmico de estruturas, apresentado confiabilidade para as medições realizadas, da ordem de décimos de milímetro. Quanto à detecção das frequências, as mais baixas ficam comprometidas pela presença do multicaminhamento e as mais elevadas têm a detecção limitada pela máxima taxa de coleta dos receptores (Lei de Nyquist).

Palavras Chaves: GPS, frequência L_1 , deslocamentos dinâmicos, deslocamentos milimétricos, monitoramento de estruturas, ponte estaiada, ponte suspensa, passarelas.

ABSTRACT

LAROCCA, A. P. C. (2004). *The Use of GPS as Control Instrument of Dynamic Displacements of Civil Structures - Application in the Transportation Area*. Ph.D. Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

This work presents the development of a methodology to appraise the use of Global Positioning System (GPS) as a tool for researching of dynamic behavior of road transport structures. To be characterized as an instrument for measuring it was studied the potentiality of one method which includes a specific mode of GPS data collection; analyses of double difference phase residuals and application of spectral analyses and filtering for excluding undesirable information (multipath). The GPS data collected applies an electro-mechanical oscillator, specially built for that, which permits to calibrate the measures of frequency and amplitude of structure's oscillations under dynamic load test. Several field tests were carried out in vicinities with high and low capacity of causing signal reflections and diffractions and with different types of GPS receivers and GPS antennas. A couple of fields were carried out using, at the same time, transducers of displacement, accelerometers and total stations. Comparing these results obtained even with values of codes, it is affirmed that GPS, under the data collection method tested, it is a trustworthy instrument for detection and characterization of dynamic behavior of structures, presenting reliability of measures ranging around tenths of millimeters. The very low frequencies are highly degraded by multipath and very high frequencies have its detection limited by the receiver data rate (Theorem's Nyquist).

Key Words: GPS, single receiver, dynamic displacements, millimetric displacements, monitoring of structures, cable-stayed bridge, suspension bridge, footbridge.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – PONTE ESTAIADA SOBRE O RIO GUAMÁ – PARÁ _____	9
FIGURA 2 – PONTES SOBRE O RIO TIETÊ – RODOANEL DE SÃO PAULO _____	9
FIGURA 3 – HUMBER BRIDGE – VISTA SUPERIOR _____	14
FIGURA 4 – HUMBER BRIDGE – VISTA LATERAL _____	14
FIGURA 5 - HARTMAN BRIDGE SOBRE O HOUSTON SHIP CHANNEL ONDE FORAM REALIZADOS OS TESTES DE MONITORAMENTO DE DEFORMAÇÃO COM GPS PELA UNIVERSITY OF TEXAS _____	15
FIGURA 6 – PIERRE-LAPORTE BRIDGE, QUÉBEC CITY, CANADÁ _____	16
FIGURA 7 - TSING MA BRIDGE SOBRE O CANAL MA WAN, EM HONG KONG, CHINA _____	17
FIGURA 8 – NOTTINGHAM SUSPENSION FOOTBRIDGE CONHECIDA TAMBÉM COMO WILFORD SUSPENSION FOOTBRIDGE, INGLATERRA _____	20
FIGURA 9 - EVRIPOS CABLE-STAYED BRIDGE, GRÉCIA _____	24
FIGURA 10 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DA COMPOSIÇÃO DE PONTES _____	27
FIGURA 11 – ILUSTRAÇÃO DE POSSIBILIDADE CONSTRUTIVA DE PONTE EM VIGA GERBER _____	27
FIGURA 12 – POSIÇÃO DAS ARTICULAÇÕES NAS PONTES DE VIGA GERBER _____	28
FIGURA 13 – FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL DAS PASSARELAS EM FUNÇÃO DO VÃO _____	35
FIGURA 14 – FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL DAS PONTES EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO VÃO DEVIDO À OBSERVAÇÃO DE 224 PONTES. _____	36
FIGURA 15 – FREQUÊNCIA VERTICAL FUNDAMENTAL DAS PONTES ESTAIADAS EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO VÃO _____	37
FIGURA 16 – TACOMA NARROWS ‘GALOPANDO’ SOB A AÇÃO DO VENTO _____	40
FIGURA 17 – TACOMA NARROWS COM O TABULEIRO COLAPSADO _____	40
FIGURA 18 – CONFIGURAÇÃO DE SENSORES PARA MONITORAMENTO DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DA AKASHI KAIKYO BRIDGE _____	42
FIGURA 19 – CONFIGURAÇÃO DE SENSORES PARA MONITORAMENTO DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DA TATARA BRIDGE _____	43
FIGURA 20 – VISTA DA FENDA DO VÃO CENTRAL DA PONTE DOS REMÉDIOS E DETALHE _____	45
FIGURA 21 – VIADUTO OBIRICI ANTES DA RECUPERAÇÃO _____	46
FIGURA 22 – PASSARELA DE GUDÖBROLEDEN – SUÉCIA _____	50
FIGURA 23 – PASSARELA ESTAIADA DE MADEIRA NA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – SÃO CARLOS – SP (EESC-USP) _____	51
FIGURA 24 – PRIMEIRA PONTE ESTAIADA CONSTRUÍDA POR FAUSTUS VERANTIUS, EM 1615 _____	52
FIGURA 25 – PONTE EM MADEIRA CONSTRUÍDA POR IMMANUEL LÖSCHER, EM 1784 _____	52
FIGURA 26 – STROMSUNB BRIDGE, SUÉCIA, INAUGURADA EM 1955 _____	53
FIGURA 27 – PROJETO DE PONTE ESTAIADA IDEALIZADO POR POYET, EM 1821 _____	53

FIGURA 28 – SITKA HARBOR BRIDGE, ALASCA, INAUGURADA EM 1975	54
FIGURA 29 – EXEMPLOS DE PONTES ESTAIADAS COM DOIS VÃOS: (A) SEVERIN BRIDGE (ALEMANHA); (B) KNEBRÜCKE BRIDGE (ALEMANHA); (C) DÜSSELDORF-OKERKASSEL BRIDGE (ALEMANHA)	55
FIGURA 30 – EXEMPLOS DE PONTES ESTAIADAS COM TRÊS VÃOS: (A) DUISBURG BRIDGE (ALEMANHA); (B) NORTH BRIDGE (ALEMANHA); (C) ONOMICHI BRIDGE (JAPÃO)	56
FIGURA 31 – CONCEITO DE PONTE ESTAIADA	57
FIGURA 32 – DISPOSIÇÃO DE CABOS NAS PONTES ESTAIADAS	57
FIGURA 33 – HAWKSHAW CABLE-STAYED BRIDGE, NEW BRUNSWICK, CANADÁ	58
FIGURA 34 – SIDNEY LANIER BRIDGE EM BRUNSWICK, GEORGIA, USA, COM CABOS ANCORADOS COM DISPOSIÇÃO TIPO FAN	58
FIGURA 35 – SEVERIN BRIDGE (ALEMANHA), PONTE ESTAIADA COM CABOS ANCORADOS EM DISPOSIÇÃO TIPO RADIAL	59
FIGURA 36 – CLIFTON BRIDGE, INGLATERRA, INAUGURADA EM 1864	60
FIGURA 37 – ILUSTRAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE UMA PONTE SUSPENSA	61
FIGURA 38 – ILUSTRAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE UMA PONTE SUSPENSA	62
FIGURA 39 – TIPOS DE PONTES SUSPENSA EM RELAÇÃO AO NÚMERO DE VÃOS	62
FIGURA 40 – ESQUEMA DE UM INTERFERÔMETRO (MICHELSON INTERFEROMETER)	64
FIGURA 41 – ESQUEMA DE UM INTERFERÔMETRO COM DESLOCAMENTO DE UM DOS ESPELHOS	65
FIGURA 42 – RELAÇÃO DO PRINCÍPIO DO INTERFERÔMETRO DE FASE COM OS SINAIS E ANTENAS GPS	65
FIGURA 43 – ANTENA GPS MÓVEL SOB OSCILAÇÕES DO VÃO CENTRAL DE UMA PONTE	65
FIGURA 44 – REPRESENTAÇÃO DA DUPLA DIFERENÇA DE FASE	68
FIGURA 45 – REFLEXÃO DE SINAIS: A) SIMPLES; B) MÚLTIPLA	74
FIGURA 46 – ILUSTRAÇÃO DO PERÍODO LENTO DE MULTICAMINHAMENTO EM COMPARAÇÃO COM PERÍODO DE OUTROS MOVIMENTOS OSCILATÓRIOS DA ANTENA MÓVEL	74
FIGURA 47 – CONFIGURAÇÃO DOS SATÉLITES DO ESPAÇO EM RELAÇÃO A UMA ANTENA GPS SUJEITA A DESLOCAMENTOS VERTICAIS	76
FIGURA 48 – CONSTELAÇÃO DE SATÉLITES SOBRE A CIDADE DE SÃO CARLOS EM UM DETERMINADO DIA	77
FIGURA 49 – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE SATÉLITES EM NOTTINGHAM (LATITUDE 52°)	78
FIGURA 50 – VIBRAÇÃO LIVRE	81
FIGURA 51 – ILUSTRAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UM SISTEMA MASSA-MOLA EM SUA FREQUÊNCIA NATURAL E EM RESSONÂNCIA	82
FIGURA 52 – SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE	82
FIGURA 53 – SISTEMA COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE	83
FIGURA 54 – MODOS DE VIBRAÇÃO	84

FIGURA 55 – VIGA EQUIVALENTE AO TABULEIRO DO VÃO CENTRAL DE UMA PONTE	85
FIGURA 56 – MODOS TRANSVERSAIS DE VIBRAÇÃO DE UMA PONTE SUSPensa: A) PRIMEIRO; B) SEGUNDO; C) TERCEIRO; D) QUARTO	85
FIGURA 57 – MODOS VERTICAIS DE VIBRAÇÃO DE UMA PONTE SUSPensa: A) PRIMEIRO; B) SEGUNDO; C) TERCEIRO; D) QUARTO	86
FIGURA 58 – MODOS TORSIONAIS DE VIBRAÇÃO DE UMA PONTE SUSPensa: A) PRIMEIRO; B) SEGUNDO	86
FIGURA 59 – MODOS DE VIBRAÇÃO	88
FIGURA 60 – DESLOCAMENTOS RELATIVOS	89
FIGURA 61 – SEÇÃO LONGITUDINAL DE PONTE ESTAIDA	89
FIGURA 62 – EXEMPLOS DE MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS DE ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS	90
FIGURA 63 – MODELO DE ELEMENTO FINITO DE UMA PONTE SUSPensa	90
FIGURA 64 – ILUSTRAÇÃO DOS TRÊS PRIMEIROS MODOS DE VIBRAÇÃO	91
FIGURA 65 – AMOSTRA DE ‘ALISINIG’	94
FIGURA 66 – ESPECTROS DE DESLOCAMENTOS SENOIDAL SEM A PRESENÇA DE RUÍDO	95
FIGURA 67 – ESPECTROS DE DESLOCAMENTOS SENOIDAL COM O ACRÉSCIMO DE RUÍDOS	95
FIGURA 68 – ESPECTROS DE DESLOCAMENTOS SENOIDAIS SEM A PRESENÇA DE RUÍDO	96
FIGURA 69 – ESPECTROS DE DESLOCAMENTOS SENOIDAIS COM O ACRÉSCIMO DE RUÍDOS	96
FIGURA 70 – ILUSTRAÇÃO DA NÃO ORTOGONALIDADE DOS SATÉLITES GPS	97
FIGURA 71 – RESÍDUOS BRUTOS - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM	98
FIGURA 72 – RESÍDUOS FILTRADOS	98
FIGURA 73 – EXTERIOR E INTERIOR DE UMA ANTENA CHOKERING	99
FIGURA 74 – EXTERIOR E INTERIOR DE UMA ANTENA NOVATEL COM TECNOLOGIA ‘PINWHEEL’	100
FIGURA 75 – OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO	103
FIGURA 76 – OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO	103
FIGURA 77 – OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO	104
FIGURA 78 – RESÍDUOS BRUTOS DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE AMPLITUDE DE 5 CM, 9 CM E 2 CM	105
FIGURA 79 – RESÍDUOS FILTRADOS	105
FIGURA 80 – RESÍDUOS BRUTOS - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM	105
FIGURA 81 – ESPECTRO	105
FIGURA 82 - VISTA GERAL DA CAIXA DE ÁGUA DO DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES DA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – USP E DETALHE DAS ANTENAS SOBRE A COBERTURA DE ALUMÍNIO	106
FIGURA 83 – RESÍDUOS BRUTOS DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM COLETADO COM TAXA DE 1 HZ	108

FIGURA 84 – RESÍDUOS BRUTOS DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM COLETADO COM TAXA DE 5 HZ _____	108
FIGURA 85 – RESÍDUOS BRUTOS DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE 6 MM _____	109
FIGURA 86 – ESPECTRO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES DE AMPLITUDE DE 12 MM ____	109
FIGURA 87 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM _____	109
FIGURA 88 – ESPECTRO SEM A PRESENÇA DO PICO DEVIDO AO DESLOCAMENTO PERIÓDICO DE 3 MM _____	109
FIGURA 89 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM _____	110
FIGURA 90 – ESPECTRO SEM A PRESENÇA DO PICO DEVIDO AO DESLOCAMENTO PERIÓDICO DE 4,5MM _____	110
FIGURA 91 – DETALHE DO ESPECTRO SEM A PRESENÇA DO PICO DEVIDO AO DESLOCAMENTO DE 4,5MM _____	111
FIGURA 92 – AMBIENTE SEM A PRESENÇA DE OBJETOS METÁLICOS _____	112
FIGURA 93 – DETALHE DA ANTENA MÓVEL SOB OSCILADOR MECÂNICO _____	112
FIGURA 94 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM _____	113
FIGURA 95 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE 4,5 MM DE AMPLITUDE _____	113
FIGURA 96 – DETALHE DO PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS _____	113
FIGURA 97 – ANTENA SOBRE A BASE NIVELANTE NA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO ____	114
FIGURA 98 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 4,5 MM _____	115
FIGURA 99 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 4,5 MM (HORIZONTAL) _____	115
FIGURA 100 – ESPECTRO CORRESPONDENTE AO _____	115
DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 4,5 MM _____	115
FIGURA 101 – RESÍDUOS BRUTOS – SATÉLITE DE REFERÊNCIA COM MENOR ÂNGULO DE ELEVÇÃO _____	116
FIGURA 102 – ESPECTRO OS RESÍDUOS BRUTOS _____	116
FIGURA 103 – RESÍDUOS BRUTOS – SATÉLITE DE REFERÊNCIA COM MAIOR ÂNGULO DE ELEVÇÃO _____	116
FIGURA 104 – ESPECTRO OS RESÍDUOS BRUTOS _____	116
FIGURA 105 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM _____	117
FIGURA 106 – ESPECTRO CORRESPONDENTE AOS DESLOCAMENTOS DE 3 MM _____	117
FIGURA 107 – ESPECTRO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO DE 3 MM _____	117
FIGURA 108 – ANTENAS GPS DO TIPO CHOKERING SOBRE A COBERTURA DA CAIXA D' ÁGUA DO DEPARTAMENTO DE TRANSPORTE DA EESC-USP _____	118
FIGURA 109 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM _____	119
FIGURA 110 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE 4,5 MM DE AMPLITUDE _____	119

FIGURA 111 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	119
FIGURA 112 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 3 MM	119
FIGURA 113 – ESPECTRO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO DE 3 MM DE DADOS COLETADOS COM ANTENA DO TIPO EXTERNA SIMPLES	120
FIGURA 114 – ESPECTRO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO DE 3 MM DE DADOS COLETADOS COM ANTENA DO TIPO CHOKERING	120
FIGURA 115 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 2 MM	121
FIGURA 116 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 2 MM	121
FIGURA 117 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DE 2 MM	121
FIGURA 118 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 2 MM	121
FIGURA 119 – DISPOSIÇÃO DOS RECEPTORES GPS E DO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO EM RELAÇÃO À PASSARELA	124
FIGURA 120 – ANTENA GPS MÓVEL INSTALADA SOBRE O TABULEIRO DA PASSARELA E TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO SOB O TABULEIRO	125
FIGURA 121 – DETALHE DA FIXAÇÃO DA PONTEIRA DO TRIPÉ NO TABULEIRO DA PASSARELA	125
FIGURA 122 – TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO FIXADO NA PARTE INFERIOR DO TABULEIRO	126
FIGURA 123 – SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DO TRANSDUTOR	126
FIGURA 124 – PEDESTRE CAMINHANDO SOBRE A PASSARELA	127
FIGURA 125 – DADOS OBTIDOS COM O TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	127
FIGURA 126 – ESPECTRO COM PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES DA PASSARELA	127
FIGURA 127 – RESÍDUOS BRUTOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA PASSARELA E DO DISPOSITIVO	128
FIGURA 128 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO DO OSCILADOR E DA PASSARELA	128
FIGURA 129 – ILUSTRAÇÃO DOS RECEPTORES GPS SOBRE PILARES NA COBERTURA DO EDIFÍCIO HEAD HALL, UNB	129
FIGURA 130 – ILUSTRAÇÃO DO OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO COM UMA ANTENA GPS O E ACELERÔMETRO	130
FIGURA 131 – ESPECTRO DOS DADOS COLETADOS COM O ACELERÔMETRO	131
FIGURA 132 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO	131
FIGURA 133 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS APLICADAS PELO OSCILADOR	131
FIGURA 134 – VISTA DA PASSARELA SOB AÇÃO DE CARGA ESTÁTICA	135

FIGURA 135 – VISTA DOS PRISMAS FIXADOS EM UM DOS TRAMOS	135
FIGURA 136 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO	136
FIGURA 137 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE AS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 3 MM	136
FIGURA 138 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO	136
FIGURA 139 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 4,5 MM	136
FIGURA 140 – ILUSTRAÇÃO DA PASSARELA EM PLANTA COM INDICAÇÃO DAS ESTAÇÕES GPS	137
FIGURA 141 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO	138
FIGURA 142 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE ÀS OSCILAÇÕES PERIÓDICAS DE AMPLITUDE DE 3 MM	138
FIGURA 143 – ESTAÇÃO GPS MÓVEL NO TRAMO 2	139
FIGURA 144 – ESTAÇÃO GPS FIXA	139
FIGURA 145 – PEDESTRES CAMINHANDO SOBRE O TABULEIRO DA PASSARELA	139
FIGURA 146 – DADOS OBTIDOS COM O TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	140
FIGURA 147 – ESPECTRO DOS DADOS REGISTRADOS PELO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	140
FIGURA 148 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA PASSARELA E DO DISPOSITIVO	141
FIGURA 149 – ESPECTRO COM OS PICOS CORRESPONDENTES AS OSCILAÇÕES APLICADAS PELO OSCILADOR E DOS PEDESTRES NA PASSARELA	141
FIGURA 150 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO PERIÓDICO CAUSADO PELO OSCILADOR, PELA AÇÃO DOS PEDESTRES E FREQUÊNCIA DOS PRIMEIRO E SEGUNDO MODO VERTICAL DE VIBRAÇÃO (19/02/03)	142
FIGURA 151 – ESPECTRO COM O PICO CORRESPONDENTE AO DESLOCAMENTO PERIÓDICO CAUSADO PELO OSCILADOR, PELA AÇÃO DOS PEDESTRES E FREQUÊNCIA DOS PRIMEIRO E SEGUNDO MODO VERTICAL DE VIBRAÇÃO (20/02/03)	142
FIGURA 152 – VISTA DA HAWKSHAW CABLE – STAYED BRIDGE, EM NEW BRUNSWICK, CANADÁ	144
FIGURA 153 – VISTA DA TORRE SUL E DOS CABOS ESTAIADOS	145
FIGURA 154 – VISTA DA LATERAL OESTE DO GUARDA-CORPO DA PONTE	145
FIGURA 155 – VISTA LATERAL DA PONTE HAWKSHAW BRIDGE	145
FIGURA 156 – VISTA SUPERIOR DA PONTE HAWKSHAW BRIDGE	146
FIGURA 157 – VISTA LATERAL DO DETALHE DA FIXAÇÃO DOS CABOS NA TORRE	146
FIGURA 158 – TREM-TIPO - CARRETA	147
FIGURA 159 – TREM-TIPO – CAMINHÃO BAÚ	147
FIGURA 160 – REALIZAÇÃO DE TESTE COM O ACELERÔMETRO NO CEL - UNB	149

FIGURA 161 – LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO MONITORAMENTO DA PONTE _____	149
FIGURA 162 – MONTANHA DE CASCALHO PRÓXIMA AO VÃO SUL DA PONTE _____	150
FIGURA 163 – DETALHE DOS RECEPTORES GPS REF 2 E REF 3 _____	150
FIGURA 164 – VISTA GERAL DA PISTA INTERDITADA PARA INSTALAÇÃO DE EQUIPAMENTOS NO VÃO CENTRAL. À ESQUERDA, RONALD H. JOYCE (‘SENIOR TECHNICAL ADVISOR – MAINTENANCE AND TRAFFIC’) E À DIREITA NEIL HILL (‘BRIDGE SUPERINTENDENT’) _____	151
FIGURA 165 – SUPORTE DE MADEIRA COM OSCILADOR, PRISMA E ANTENAS GPS _____	151
FIGURA 166 – VISTA DO ACELERÔMETRO FIXADO NO SUPORTE DE MADEIRA _____	151
FIGURA 167 – CONSTELAÇÃO DE SATÉLITES NO DIA 30/10/03 – GMT (00:00) _____	152
FIGURA 168 – ELEVACÃO DOS SATÉLITES DO DIA 30/10/03 – GMT (00:00) _____	152
FIGURA 169 – TREM-TIPO CARRETA _____	153
FIGURA 170 – TREM-TIPO CAMINHÃO BAÚ _____	153
FIGURA 171 – TREM-TIPO INICIANDO A TRAVESSIA DO TABULEIRO _____	154
FIGURA 172 – TREM-TIPO PARADO NO MEIO DO VÃO CENTRAL _____	154
FIGURA 173 – RESÍDUOS BRUTOS DO SATÉLITE MAIS ALTO _____	155
FIGURA 174 – RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 16 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO VÃO CENTRAL _____	155
FIGURA 175 – ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE OSCILAÇÃO VERTICAL DO VÃO CENTRAL _____	155
FIGURA 176 – DETALHE DO PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE OSCILAÇÃO VERTICAL DO VÃO CENTRAL _____	155
FIGURA 177 – RESÍDUOS BRUTOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO VÃO CENTRAL – TREM-TIPO VAZIO _____	156
FIGURA 178 – RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 16 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TABULEIRO _____	156
FIGURA 179 – ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA VERTICAL DO VÃO CENTRAL _____	156
FIGURA 180 – RESÍDUOS BRUTOS DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO VÃO CENTRAL – TREM-TIPO CARREGADO _____	158
FIGURA 181 – RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 02 – DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO TABULEIRO _____	158
FIGURA 182 – ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO VERTICAL DO VÃO CENTRAL E COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DO OSCILADOR _____	158
FIGURA 183 – RESÍDUOS BRUTOS DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS TRANSVERSAIS DO VÃO CENTRAL – TREM-TIPO CARREGADO _____	159

FIGURA 184 – RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 02 E PRN 20 – DESLOCAMENTOS DINÂMICOS TRANSVERSAIS DO TABULEIRO _____	159
FIGURA 185 – ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO TRANSVERSAL DO VÃO CENTRAL _____	159
FIGURA 186 – RESÍDUOS BRUTOS DO DESLOCAMENTO VERTICAL DO VÃO CENTRAL – 4 TRENS-TIPO _____	160
FIGURA 187 – RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 02 – DESLOCAMENTO VERTICAL DO VÃO CENTRAL _____	160
FIGURA 188 – DA ESQUERDA PARA A DIREITA: HOWARD, DANIEL, ANA PAULA, NEILL E CONTROLADORES DE TRÁFEGO DO NBDT _____	161
FIGURA 189 – DA ESQUERDA PARA A DIREITA: DANIEL, HOWARD, JASON E ANA PAULA _____	162
FIGURA 190 - PIERRE-LAPORTE BRIDGE, QUÉBEC CITY, CANADÁ _____	163
FIGURA 191 - APRESENTAÇÃO DA PLANTA E ELEVAÇÃO DA PIERRE-LAPORTE BRIDGE _____	164
FIGURA 192 - INSTRUMENTAÇÃO POR GPS DA PIERRE-LAPORTE BRIDGE _____	165
FIGURA 193 - RESÍDUOS BRUTOS – REPETIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO VÃO CENTRAL _____	166
FIGURA 194 - RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 25 – AMPLITUDE DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO TABULEIRO _____	166
FIGURA 195 - ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO DO VÃO CENTRAL _____	166
FIGURA 196 - RESÍDUOS BRUTOS - REPETIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO VÃO CENTRAL _____	167
FIGURA 197 - RESÍDUOS BRUTOS DO PRN 25 - AMPLITUDE DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS VERTICAIS DO TABULEIRO _____	167
FIGURA 198 - ESPECTRO DOS RESÍDUOS COM PICO CORRESPONDENTE À FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO VERTICAL DO VÃO CENTRAL _____	168
FIGURA 199 - ESPECTRO DOS VALORES DE ALTURA GEOMÉTRICA OBTIDOS POR SANTEREE ET AL., (1997) _____	168
FIGURA 200 - DETALHE DA REGIÃO DO ESPECTRO (AO LADO) COM PICO _____	168
FIGURA 201 - ESPECTRO DOS VALORES DOS RESÍDUOS DO PROCESSAMENTO _____	169
FIGURA 202 - DETALHE DA REGIÃO DO ESPECTRO (AO LADO) COM PICO _____	169

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – FREQUÊNCIA CRÍTICA PARA ALGUNS CASOS ESPECIAIS DE ESTRUTURAS SUBMETIDAS A VIBRAÇÕES PELA AÇÃO DE PESSOAS _____	29
TABELA 2 – PONTES SEVERAMENTE DANIFICADAS OU QUE COLAPSARAM POR CAUSA DA AÇÃO DO VENTO _____	40
TABELA 3 – PONTES MODERNAS QUE APRESENTARAM OSCILAÇÕES INDESEJÁVEIS POR CAUSA DA AÇÃO DE VENTOS FORTES _____	41
TABELA 4 – PONTES ESTAIADAS DE MAIORES VÃO CENTRAL _____	54
TABELA 5 – PONTES ESTAIADAS DE MAIORES VÃO CENTRAL A SEREM INAUGURADAS ____	55
TABELA 6 – PONTES SUSPENSAS DE MAIORES VÃO CENTRAL _____	60
TABELA 7 – VALORES DE FREQUÊNCIA NATURAL E AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO OBTIDA COM O GPS E COM O TRANSDUTOR _____	129
TABELA 8 – VALORES DE FREQUÊNCIA NATURAL E AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO OBTIDA COM O GPS E COM O TRANSDUTOR _____	132
TABELA 9 – VALORES DE FREQUÊNCIA NATURAL E AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO OBTIDA COM O GPS E COM O TRANSDUTOR _____	141

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASBI – *American Segmental Bridge Institute*
ASCE – American Society of Civil Engineering
ASSHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
CCGE – Canadian Centre for Geodetic Engineering
CEB – Comité Euro-Internacional Du Béton
CEL – Civil Engineering Laboratory - UNB
CORS – Continuous Operating Reference Stations
DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DoD – Department of Defense
EESC-USP – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo
EUA – Estados Unidos da América
FT – Fourier Transform
FFT – Fast Fourier Transform – Transformada Rápida de Fourier
FHWA – Federal Highway Administration
FIB – *Fédération Internationale du Béton*
FIG – International Federation Surveyors
FIP – Fédération Internationale du Précontrainte
GGE – Geodesy and Geomatics Engineering Department of UNB
GMT – Greenwich Meridian Time
GPS – Global Positioning System
GRL – Geodetic Research Laboratory of GGE
IFFT – Inverse Fourier Transform – Transformada Inversa de Fourier
IFT – Inverse Fourier Transform
ISO – International Organization for Standardization
JPO – Joint Program Office
LaMEN – Laboratório de Estruturas de Madeira
LRFD – Load and Resistance Factor Design
MDDF – Método da Dupla Diferença de Fase
MIT – Massachusetts Institute of Technology
NAVSTAR – Navigation System using Time and Ranging
NBDT – New Brunswick Department of Transportation
NBI – National Bridge Inventory

NBR – Norma Brasileira Registrada

NGS – National Geodetic Survey

OHBDC – Ontario Highway Bridge Design Code

OTF – On the Fly (t

RDOP – Relative Dilution of Precision

RINEX – Receiver Independent Exchange Format

SV –Número do Satélite GPS

TRB – Transportation Research Board

UHF – Ultra High Frequency

UNB – University of New Brunswick

USAF – United States Air Force

VLBI – Very Large Baseline Interferometry

SUMÁRIO

RESUMO	I
ABSTRACT	II
LISTA DE FIGURAS	III
LISTA DE TABELAS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS	XII
CAPÍTULO I	1
I.1 - INTRODUÇÃO	2
I.2 - OBJETIVOS	7
I.3 - JUSTIFICATIVAS	8
I.4 - ORIGINALIDADE DA PESQUISA	10
CAPÍTULO II	12
APLICAÇÃO DO GPS MONITORAMENTO DE OBRAS DE GRANDE PORTE	12
CAPÍTULO III	25
NORMAS E CÓDIGOS – RESUMO DAS PRESCRIÇÕES PARA TRATAMENTO DAS CARGAS DINÂMICAS EM PONTES	25
III.1 - NORMA BRASILEIRA	28
III.1.1 - CARREGAMENTO MÓVEL – PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELAS	28
III.2 - NORMA AMERICANA	29
III.2.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	30
III.2.2 - CARGA DE PEDESTRE	30
III.2.3 - AÇÃO DO VENTO	31
III.3 – NORMA CANADENSE	31
III.3.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	31
III.3.2 - CARGA DE PEDESTRE	31
III.4 - NORMA AUSTRALIANA	32
III.4.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	32
III.4.2 - CARGA DE PEDESTRE	32

III.5 - EUROCODE	32
III.5.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	33
III.5.2 - CARGA DE PEDESTRE	33
III.6 - NORMA ALEMÃ	34
III.6.1 - CARREGAMENTO MÓVEL E DE PEDESTRES	34
III.7 - CEB – COMITE INTERNACIONAL DU BETON	34
III.7.1 - VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PESSOAS	34
III.7.2 - VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO	35
III.7.3. - FREQUÊNCIAS NATURAIS DE PONTES ESTAIADAS	36
III.7.4 - RESPOSTA DO CORPO HUMANO À VIBRAÇÃO	37
<i>CAPÍTULO IV</i>	38
<i>ESTUDOS QUE SUGEREM ALTERAÇÕES NOS DOCUMENTOS NORMATIVOS VISANDO EVITAR A DEFICIÊNCIA PREMATURA E O COLAPSO DE PONTES</i>	38
<i>CAPÍTULO V</i>	48
<i>OBJETOS DE ESTUDO</i>	48
V.1 - PASSARELAS ESTAIADAS DE MADEIRA	50
V.1.1 - HISTÓRIA	50
V.2 - PONTES ESTAIADAS	51
V.2.1 - HISTÓRIA	51
V.2.2 - DESCRIÇÃO DAS PONTES ESTAIADAS	55
V.3 - PONTES SUSPENSAS	59
V.3.1 - HISTÓRIA	59
V.3.2 - DESCRIÇÃO DAS PONTES SUSPENSAS	61
<i>CAPÍTULO VI</i>	63
<i>FERRAMENTAS NA PESQUISA</i>	63
VI.1 - MÉTODO DE COLETA E ANÁLISE DE DADOS GPS	64
VI.1.1 - BASE TEÓRICA DO MÉTODO UTILIZADO	64
VI.1.2 - UTILIZAÇÃO DOS DADOS GPS PELO MÉTODO	66
VI.1.2.1 - DESCRIÇÃO DOS ERROS ENVOLVIDOS NAS DETERMINAÇÕES GPS	71
VI.1.2.1.1 - ERROS RELACIONADOS COM OS SATÉLITES	71
VI.1.2.1.2 - ERROS RELACIONADOS COM O MEIO DE PROPAGAÇÃO DO SINAL	72
VI.1.2.1.3 - ERROS RELACIONADOS COM O RECEPTOR	72

VI.1.3 - PROCESSAMENTO DOS DADOS GPS	74
VI.1.4 - GEOMETRIA DA CONSTELAÇÃO DOS SATÉLITES	76
VI.1.5 - PRINCIPAIS VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO	77
VI.2 - ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS	79
VI.2.1 - ETAPAS DE ANÁLISE DINÂMICA	79
VI.2.2 - OBJETIVOS DA ANÁLISE DINÂMICA	80
VI.3 – TEORIA DAS VIBRAÇÕES NAS ESTRUTURAS	80
VI.3.1 - DEFINIÇÕES	80
VI.3.2 - SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE	82
VI.3.3 - SISTEMAS COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE	83
VI.3.4 - SISTEMAS COM N GRAUS DE LIBERDADE	84
VI.3.5 - FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	84
VI.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTABILIDADE DE PONTES ESTAIADAS E SUSPENSAS	87
VI.5 - DESLOCAMENTOS LIMITES	91
VI.6 - ANÁLISE ESPECTRAL	91
VI.7 - ANTENAS GPS E SUAS PROPRIEDADES	98
VI.7.1 - ANTENAS GPS	99
CAPÍTULO VII	101
DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA: EXPERIMENTOS, RESULTADOS E ANÁLISES	101
VII.1 - HISTÓRICO DOS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA MENOR AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO DINÂMICO DETECTÁVEL COM O GPS	102
VII.1.2 -- OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO	103
VII.1.3 - ENSAIOS COM RECEPTOR DE 1 HZ	104
VII.1.3.1 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE CENTÍMETROS	104
VII.1.4 - PRIMEIRO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - ALTAMENTE RUIDOSO	106
VII.1.5 – ENSAIOS COM RECEPTOR DE 10 HZ	107
VII.1.5.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM	107
VII.1.5.2 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 6 MM	108
VII.1.5.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	109
VII.1.5.4 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	110
VII.1.6 - SEGUNDO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - POUCO RUIDOSO	111
VII.1.6.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	112
VII.1.6.2. - DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 4,5 MM	114

VII.1.6.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	117
VII.1.7 - RECEPTOR DE 20 HZ	118
VII.1.7.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	118
VII.1.7.2 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	119
VII.1.7.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 2 MM	120
CAPÍTULO VIII	123
GPS X TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO E ACELERÔMETRO	123
VIII.1 - GPS X TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	124
VIII.1.1 - DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS	124
VIII.1.2 - RESULTADOS	127
VIII.2 - GPS X ACELERÔMETRO	129
VIII.2.1 - DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS	129
VIII.2.2 - RESULTADOS	130
CAPÍTULO IX	133
RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO GPS PARA A CARACTERIZAÇÃO DE DESLOCAMENTOS DINÂMICOS DE OBRAS VIÁRIAS	133
IX.1 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PASSARELA ESTAIADA DE MADEIRA	134
IX.1.1 - APRESENTAÇÃO DA PASSARELA	134
IX.1.2 - ENSAIOS PRELIMINARES	134
IX.1.3 - ENSAIOS FINAIS	138
IX.1.4 - ENSAIOS FINAIS	143
IX.2 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE ESTAIADA – <i>HAWKSHAW BRIDGE</i>	143
IX.2.1 - APRESENTAÇÃO DA PONTE	143
IX.2.2 - PLANEJAMENTO E ENSAIOS PRELIMINARES	146
IX.2.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	152
IX.2.3.1 - PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	154
IX.2.3.2 - PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES TRIMBLE 5700	155
IX.2.3.3 - SEGUNDO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	157
IX.2.3.4 - TERCEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	158

IX.2.3.5 - QUARTO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	160
IX.2.3.6 - ANÁLISE DOS DADOS DO ACELERÔMETRO	161
IX.2.3.7 - EQUIPE PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO	161
IX.2.3.8 - ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS	162
IX.3 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE SUSPensa – <i>PIERRE-LAPORTE BRIDGE</i>	163
IX.3.1 - APRESENTAÇÃO DA PONTE	163
IX.3.2 - INFORMAÇÕES PARA PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	164
IX.3.3 - RESULTADOS – PRIMEIRA SESSÃO ANALISADA	165
IX.3.4 - RESULTADOS – SEGUNDA SESSÃO ANALISADA	166
IX.3.5 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS DISTINTOS	168
IX.3.6 - ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS	169
CAPÍTULO X	170
CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	170
X.1 - CONCLUSÕES	171
X.2 - TRABALHOS FUTUROS	174
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
ANEXO A	182
A.1 - EXEMPLO DE PROGRAMA ELABORADO NO MATHCAD	182
ANEXO B	185
B.1 - EXEMPLO DE ARQUIVO RINEX DE OBSERVAÇÃO	185
B.1.1 - DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O CABEÇALHO	186
B.1.2 - DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS	188
B.2 - EXEMPLO DE ARQUIVO RINEX DE NAVEGAÇÃO	189
B.2.1 - DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O CABEÇALHO	189
B.2.2 - DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS	189
ANEXO C	190
C.1 - DESCRIÇÃO DO ITEM 13.3 DA NBR 6118	190

CAPÍTULO I

“É preciso lutar por um ideal. Essa é a minha meta. Não vou competir apenas por competir. Vencer faz parte da minha filosofia.”

Ayrton Senna
(Tri-Campeão Mundial de Fórmula 1)

SUMÁRIO DETALHADO

I.1 - INTRODUÇÃO	2
I.2 - OBJETIVOS	7
I.3 - JUSTIFICATIVAS	8
I.4 - ORIGINALIDADE DA PESQUISA	10

I.1 - INTRODUÇÃO

O mundo contemporâneo tem se deparado com a possibilidade de concretizar a edificação de estruturas com dimensões gigantescas, apoiado em conceitos teóricos aprimorados ao longo dos anos e possibilitado pelo desenvolvimento dos computadores modernos; em novas tecnologias de tratamento dos diversos tipos de materiais (aço, concreto, madeira ou mesmo combinados). E assim, em poucos anos, a engenharia pode apresentar ao mundo, grandiosas estruturas como, por exemplo, a *Sutong Yangtze River Bridge* (China) cuja obra foi iniciada em 2002 e tem inauguração prevista para 2007. Esta ponte, ao custo de US\$ 750.000.000, passará a ser a ponte estaiada com o maior vão central do mundo, 1088 m, suportado por duas torres principais de 306 m de altura, superando, então, a atual ponte estaiada com maior vão, a *Tatara Bridge* (Japão), com vão central de 890 m. Outro exemplo a ser mencionado é a construção do *Millau Viaduct Project*, um conjunto de pontes estaiadas que ligará Paris a Barcelona, com inauguração prevista para 2005 (39 meses após o início da obra) e que passará a ser a ponte mais alta do mundo, com pilares de 245 m de altura e 4 m de diâmetro, apresentando um custo aproximado de US\$ 285.000.000. Como exemplo de edifícios, pode-se citar o mais alto do mundo, o *Taipei Financial Center*, em *Taiwan*, com 508 m de altura e que teve custo de US\$1.700.000. Ainda, como exemplo de torres de transmissão menciona-se a *Warsaw TV Mast*, na Polônia, com 646 m de altura. E este interesse da engenharia em testar e superar os limites dos materiais componentes dessas construções tem se justificado não só pelo prazer de poder contemplar grandes obras, que evidenciam ousadia de criatividade, rigor de cálculos para aplicação dos materiais, mas principalmente, como alternativa para melhor aproveitamento do uso do solo. Desta forma, então, justificam a construção de edifícios residenciais e comerciais cada vez mais altos; construção de pontes e passarelas com grandes vãos, para minimizar o convívio conflituoso entre um sistema viário, os pedestres, o espaço urbano nas cidades e sua geografia natural, a qual pode apresentar rios, lagos, bosques que precisam ser transpostos, além de tornar possível usufruir de locais acidentados que jamais fariam parte da malha urbana.

Do ponto de vista estrutural, as obras civis estão sujeitas às ações de forças estáticas e dinâmicas. Estas podem causar deslocamentos dinâmicos que se caracterizam por sua amplitude, direção do movimento e comportamento temporal. As amplitudes, em particular, podem variar da faixa de milímetros a metros, o que depende diretamente do tipo de estrutura, tamanho e rigidez dos elementos estruturais. As ações dinâmicas são

resultantes da ação de agentes externos às obras como, por exemplo, o vento, a variação de temperatura, as cargas móveis (pedestres caminhando sobre pontes e passarelas; tráfego de veículos nas pontes e ou de trens), as cargas de construção, ações sísmicas etc. Estas ações podem provocar estados limites últimos (relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura, NBR 6118), quando ações permanentes, variáveis, ou outras causas excepcionais (vandalismo, explosões ou terremotos) atuam sobre ela; estados limites de utilização ocasionada por vibração excessiva, que se verifica quando a frequência da própria estrutura está próxima da frequência considerada crítica (prescrita em códigos e normas); ou pela fadiga dos materiais, fenômeno que está associado a ações dinâmicas repetidas, que ativam o processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material (NBR 6118).

Quando uma obra entra em colapso, ou quando apresenta comportamento próximo ao estado limite de vibração excessiva e ou fadiga dos materiais componentes, os órgãos responsáveis precisam dispor de verba para recuperar esta obra com deficiência estrutural e reconstruir a que colapsou. Uma vez que as verbas necessárias para tais finalidades atingem valores muito elevados e que também se tornaram ocorrências freqüentes e em grande número, os órgãos responsáveis, junto aos institutos de pesquisa e universidades, têm reunido esforços no sentido de investigar a causa prematura das deficiências estruturais. E isto tem se concretizado por meio da verificação da forma de considerar as cargas dinâmicas e fadiga nas normas e códigos e incorporação de métodos para o monitoramento periódico do comportamento estrutural dessas obras. Isto permite comparar valores estabelecidos em projeto com os valores das obras em utilização há anos e obras recém inauguradas, e também verificar a integridade e durabilidade dos materiais constituintes da obra (estudo da patologia das estruturas).

O estado da arte de realizar medições, sob a ótica da Engenharia de Estruturas, para a elaboração ou confirmação de modelos matemáticos; obtenção de dados necessários à avaliação da segurança de uma estrutura em serviço; estudo do seu comportamento com a finalidade de aprimorar projetos futuros e realização do monitoramento estrutural contínuo ou periódico, tornaram indispensáveis aos engenheiros dispor de instrumentos de medição com precisão compatível com as grandezas que definem, por exemplo, deslocamentos lineares e angulares, deformações, tensões, forças, abertura de fissuras, temperatura, características dos deslocamentos dinâmicos, para cada tipo de obra. Voltando a atenção para a história dos instrumentos de medição relacionados à

Engenharia de Estruturas, o extensômetro elétrico de resistência, por exemplo, conhecido por “strain gage”, tem seu funcionamento baseado em uma das propriedades observadas por William Thomson (Lord Kelvin), quanto às propriedades eletrodinâmicas de metais e que foram apresentadas em uma publicação perante o *Royal Society* de Londres, em 1856. A construção do primeiro extensômetro elétrico de resistência foi feita com sucesso em 1931 por Roy W. Carlson (EUA), TAKEYA (2001). Ainda, foi durante os anos de 1960 a 1980, quando se presenciou um enorme progresso no desenvolvimento de instrumentos digitais. A combinação de instrumentos analógicos com processamentos digitais passou a dar uma nova dimensão para as engenharias de análises e controle de processos, pelo fato de as vantagens estarem associadas com o processamento digital de dados analógicos, DALLY et al. (1993). Instrumentos como relógios comparadores, clinômetros, extensômetros mecânicos, transdutores de deslocamentos, extensômetros, acelerômetros, sismômetros, para medir deslocamentos, deformações, acelerações etc, juntamente com instrumentos para medir a temperatura, velocidade e direção do vento, permitem uma ampla investigação do comportamento estático e dinâmico das estruturas. A utilização destes instrumentos na estrutura requer cuidadosa e laboriosa etapa de fixação e proteção dos mesmos, bem como manutenção e calibração frequentes para produzirem resultados confiáveis. A interpretação dos dados obtidos com estes instrumentos, normalmente exige um processo complexo para se chegar aos deslocamentos relativos e valores de tensão. De qualquer modo, os custos do monitoramento estrutural são pequenos se comparados com o custo de uma obra de grande porte (ROBERTS et al., 2001a).

Da mesma forma, observando a história do estado da arte da Topografia constata-se que os egípcios, os gregos, os árabes e os romanos legaram instrumentos e processos, que embora primitivos, serviam para descrever, delimitar e avaliar propriedades rurais, com finalidades cadastrais. Na *História da Topografia*, de Laussedat, são mencionadas plantas e cartas militares e geográficas bem interessantes, organizadas nos primórdios da Topografia, ou melhor, da chamada Geometria aplicada. No entanto, somente nos últimos séculos, a Topografia passou do empirismo as bases de uma autêntica ciência, graças ao desenvolvimento notável que tiveram, especialmente, a Matemática e a Física. A Carta de França, publicada no início do século XIX pela Academia Francesa e compilada pelo cartógrafo italiano Cassini, é o primeiro trabalho executado com técnica e estilo próprios. Os aperfeiçoamentos da mecânica de precisão introduzidos nos instrumentos topográficos, devidos, principalmente, aos geniais estudos do engenheiro suíço Henrique Wild, do geodesta italiano Ignazio Porro, de Carl Zeiss, Pulfrich, Oriel, da

importante Casa Zeiss, e tantos outros, contribuíram eficientemente para o progresso crescente da aplicação dos métodos desenvolvidos pela Topografia, principalmente no extraordinário aperfeiçoamento da fotogrametria terrestre, aérea e por satélites; e esta última, dominando hoje em dia a maioria dos grandes levantamentos topográficos, pela exatidão, prestação e custos mais reduzidos dos trabalhos, MARTINS (2001).

Os progressos realizados na parte óptica dos instrumentos, devidos a Kepler (1600), Porro, Zeiss, Wild e outros; na medida direta das distâncias, devidas a Porro, Bessel, Jaderin; na leitura de ângulos, devidas a Vernier e P. Nonius, Bauerfeind, Zeiss, Wild; nos levantamentos topográficos devidos a Pothénot, Snellius, Hansen; na avaliação mecânica das áreas devida aos aparelhos Amssler, Coradi, Galileo e outros, deram à Topografia o valor que realmente tem como ciência e como técnica no levantamento topométrico de terreno e na representação gráfica equivalente, servindo como apoio de qualquer trabalho de Engenharia e Agrimensura, MARTINS (2001).

Nos anos 70, chegaram ao mercado os famosos distânciômetros eletrônicos 112 e 119. Não havia mais necessidade de medir pelo processo de trenas (levantamentos expeditos), nem a leitura da mira (taqueometria). O processo era simples e com precisão milimétrica. Constituíam-se de um instrumento eletrônico acoplado ao teodolito e alimentado por uma bateria, que, no entanto, pesava quarenta quilos, precisava de um veículo para transportá-la e tinha autonomia de um dia de trabalho. Estes instrumentos ficaram pouco tempo no mercado, sendo substituídos pelos DKM 2.000 e DKM 5.000, DC 4 e outros mais de várias firmas suíças, japonesas, alemãs e outras nacionalidades, pois eram mais precisos e as baterias apresentavam maior autonomia de horas de trabalho. Assim, são considerados os embriões dos atuais níveis, teodolitos e estações totais eletrônicas que vieram revolucionar a Topografia, MARTINS (2001).

No final dos anos 60, em 1967, foi construído o primeiro sistema com sensor piezoelétrico, dando origem mais tarde aos acelerômetros.

Em 1973 o JPO ("Joint Program Office") subordinado ao Comando da Divisão de Sistema Espacial da USAF ("United States Air Force") recebeu a missão DoD ("Department of Defense") de estabelecer, desenvolver, testar, adquirir e empregar um sistema de posicionamento espacial para aplicação militar e capaz de gerar uma grade de coordenadas para mísseis, tendo em vista o projeto "Guerra nas Estrelas". O JPO valeu-se de toda tecnologia de processamento de sinais desenvolvida pelo MIT ("Massachusetts Institute of Technology"), que através do Departamento de Ciência Planetária e Terrestre

havia utilizado a técnica de interferometria para rastrear o módulo lunar da Apollo 16, usando um método geodésico conhecido por VLBI ("Very Large Baseline Interferometry") (MARTINS, 2001).

O Sistema de Posicionamento Global (GPS) atual é fruto destes estudos iniciais, os quais possibilitaram utilizar a fase da onda portadora da banda L (faixa de micro ondas de frequência em torno de 1 a 3 Ghz e comprimento de onda em torno de 23 cm), para cálculo da trilateração espacial. Assim, em 1978, começou o lançamento dos primeiros satélites NAVSTAR, dando origem ao GPS como é conhecido hoje. Devido ao alto custo do projeto e, como o próprio MIT pôde constatar, a excelência em aplicações civis (geodésia, topografia, navegação, modelagem digital, simuladores etc), o Congresso Americano, com a aquiescência do presidente norte-americano, pressionou o Pentágono a abrir o sistema NAVSTAR (*Navigation System using Time and Ranging*) para uso civil e de outros países. No entanto, somente a partir da década de 90 é que o GPS se tornou popular. Esse fato foi consequência do avanço tecnológico no campo da micro-informática, permitindo aos fabricantes de rastreadores produzirem receptores GPS que processassem, no próprio receptor, os códigos dos sinais recebidos.

Resultados de testes, em 1983, já mostravam que era possível determinar as coordenadas de um veículo com precisão de 10 m. Neste contexto, a partir do final da década de 1980, a tecnologia do Sistema de Posicionamento Global, até então, utilizada para realizar levantamentos de áreas, implantar redes geodésicas, gerenciar recursos naturais, monitorar frotas de veículos, de navios, realizar controle de deslocamentos de estruturas sob carga estática etc, começa a ser utilizada para a caracterização dos deslocamentos dinâmicos de estruturas de grande porte, tremores de terra e assim, se revelando como um instrumento cujos dados permitem extrair valores de frequência e amplitude dos deslocamentos com precisão surpreendente. A faixa de amplitude de deslocamentos detectáveis com o GPS, atualmente, possibilita que seja utilizado como instrumento de monitoramento de deslocamentos em grande variedade de obras; e com o desenvolvimento de sensores que coletam dados com taxas de 10, 20, 50 e 100 Hz, passa a ser possível identificar não só as frequências fundamentais de uma estrutura, mas também as frequências de outros modos de vibração.

Para elucidar de maneira veemente a aplicação da tecnologia do GPS como instrumento de monitoramento de deslocamentos dinâmicos de estruturas por toda a comunidade internacional de pesquisadores e alguns poucos nacionais, não só pelas

facilidades mencionadas anteriormente, mas também pela necessidade de monitorar periódica ou continuamente as oscilações apresentadas pelas obras de grande porte, a autora realizou diversas pesquisas bibliográficas. Os resultados dos estudos iniciais motivaram a elaboração e a demonstração da tese que o sistema GPS é uma ferramenta confiável para caracterização de deslocamentos dinâmicos de obras civis, em particular, das ligadas ao sistema viário de transportes. Dentro deste contexto o trabalho se enquadra na área de infra-estrutura de transportes do programa de pós-graduação do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos.

I.2 – OBJETIVOS

A comprovação da tese que o GPS é uma ferramenta confiável para realização de medições de deslocamentos dinâmicos de obras civis, implica no desenvolvimento de um conjunto de pesquisas, com os seguintes objetivos:

- Apresentar o estado da arte de métodos de medições com o GPS;
- Provar que o método de coleta de dados GPS pesquisado, permite obter resultados que descrevem exatamente o comportamento dinâmico de uma estrutura;
- Garantir detecção de deslocamentos dinâmicos de amplitude milimétrica, a fim de que o GPS possa ser aplicado como instrumento preciso, no monitoramento de uma maior variedade de estruturas e atendendo às especificações determinadas pelas normas e códigos;
- Apresentar valores de confiabilidade das medidas obtidas com o GPS, que caracterizam o comportamento dinâmico de uma estrutura, a frequência do movimento e sua amplitude ao longo do tempo;
- Assegurar que o método estará de acordo com a realidade econômica brasileira. Como no Brasil 95 % dos equipamentos GPS são receptores apenas da frequência L_1 (menos onerosos que os receptores de dupla frequência), o método utilizado deverá permitir a detecção de deslocamentos milimétricos dinâmicos através dos dados da portadora L_1 ;
- Desta forma, o desenvolvimento do trabalho, tendo como objetivos os descritos acima, deve apresentar a realização de pesquisas experimentais, com ensaios de cargas dinâmicas simuladas e reais, sob um rígido controle das condições que degradam as medidas tomadas com o GPS. No caso se estruturas reais a serem instrumentadas, ficam definidas estruturas ligadas à área de transportes.

Assim sendo, também se torna necessário o estudo e o conhecimento do comportamento estrutural dinâmico das estruturas viárias que vierem a ser utilizadas para testar a aplicação do GPS como instrumento de medida.

I.3 – JUSTIFICATIVAS

Dentre os diversos fatores que motivaram o desenvolvimento da pesquisa, destacam-se:

A literatura internacional apresenta pesquisas que abordam a utilização do GPS como ferramenta de monitoramento de movimentos dinâmicos empregando métodos totalmente diferentes do escolhido para validar a tese proposta; daí sua originalidade;

Na literatura nacional não foram encontradas publicações de pesquisas que utilizam o GPS na detecção e caracterização de deslocamentos dinâmicos, o que poderá dar caráter pioneiro, no país, a esta tese;

- A existência no Brasil de grandes estruturas viárias que necessitaram e ou virão a necessitar de ensaios dinâmicos e de monitoramento em algum momento de sua vida útil ou mesmo para a liberação ao tráfego. Nestes casos, o GPS poderá ser um instrumento amplamente solicitado. Vale mencionar, que tem sido dada maior atenção à cultura de monitoramento preventivo de obras de arte, após o início do processo de privatização dos sistemas viários estaduais. Como exemplo de obras viárias de grande porte pode-se mencionar a ponte estaiada sobre o rio Pinheiros, em São Paulo, com vão de 126 m e inaugurada há dois anos; a ponte estaiada sobre o rio Paranaíba, na fronteira de Minas Gerais com Mato Grosso do Sul, com vão central de 350 m; a ponte estaiada sobre o rio Guamá (FIGURA 1), no Pará, que possui o maior vão livre do Brasil (582 m) e foi inaugurada em setembro de 2002; os viadutos da pista de descida da Rodovia dos Imigrantes (principal corredor de ligação entre São Paulo e o Litoral), que possuem vãos de 90 m; pontes em concreto (pertencentes ao Rodoanel de São Paulo) sobre o rio Tietê, com vão de 150 m. Estas estão sendo monitoradas por instrumentos convencionais (FIGURA 2).

FIGURA 1 – Ponte estaiada sobre o rio Guamá – Pará

Fonte: Site informativo sobre a ponte – Belém

FIGURA 2 – Pontes sobre o rio Tietê – Rodoanel de São Paulo

Fonte: Site informativo sobre o Rodoanel

Em países como EUA, Canadá, Inglaterra, Japão, etc, o problema de degradação prematura de pontes rodoviárias vem sendo investigado sob o ponto de vista das respostas destas estruturas às cargas móveis e com o auxílio do GPS no monitoramento. No Brasil, também se tem registrado o mesmo tipo de ocorrência em pontes. Profissionais e pesquisadores renomados acreditam que estas deficiências sejam causadas também pelas cargas móveis e começam a sugerir trabalhos investigativos.

I.4 – ORIGINALIDADE DA PESQUISA

Existem diversos trabalhos utilizando o GPS como instrumento de detecção e caracterização de deslocamentos dinâmicos de obras de grande porte. Estes trabalhos se tornam distintos por apresentarem diferentes métodos de coletas de dados, diferentes teorias que suportam as análises dos dados e até mesmo pela utilização de tipos diferentes de receptores.

Desta forma, para comprovar a originalidade do método escolhido para validar esta tese e que está descrito de forma detalhada no Capítulo VI, item VI.1, se torna indispensável neste momento, apresentar, ainda que de forma resumida, os métodos utilizados nas pesquisas que estão sendo desenvolvidas pela comunidade internacional. Na literatura nacional se encontra publicado apenas o próprio método desenvolvido e aplicado neste trabalho. Os resultados de diversos experimentos realizados no segundo semestre de 2000, permitiram mostrar a eficácia do método para a caracterização de deslocamentos dinâmicos. Por isso, em 2001, foi possível apresentá-lo à comunidade internacional através de publicação em congresso e em revista. Já, a potencialidade do método quanto ao menor deslocamento dinâmico detectável e caracterização do comportamento dinâmico de estruturas, foram testadas no decorrer do doutorado, por meio de inúmeros experimentos com diversos tipos de receptores GPS, diferentes antenas e ensaios *in loco* em passarela e ponte.

Para comparar este método, então, com os demais já publicados e que estão apresentados no Capítulo II, a seguir, o método aqui utilizado, de forma resumida, se baseia na análise dos resíduos do processamento da dupla diferença de fase dos dados GPS da portadora L_1 , coletados em modo estático. Durante a coleta dos dados, um dos receptores é conectado a uma antena mantida parada e o outro à antena que sofrerá deslocamentos. Durante a coleta dos dados GPS, é preciso que pelo menos um satélite esteja com elevação próxima de 90° e que pelo menos um satélite esteja com elevação abaixo de 15° . E nos resíduos da dupla diferença de fase entre estes dois satélites estarão presentes, além da fase do ruído do receptor e do multicaminhamento, as mudanças de fase geradas pelos movimentos (vertical ou horizontal) aplicados na antena móvel. E através da análise espectral realizada pela Transformada de Fourier e filtragens podem-se detectar as frequências e a amplitude destes movimentos. Quando se deseja caracterizar movimentos dinâmicos verticais, utiliza-se o satélite mais baixo como referência e analisa-se o espectro dos resíduos do satélite mais alto, pois é o sinal deste satélite que sofrerá as

maiores alterações de fase geradas pelo deslocamento vertical da antena. O procedimento contrário se aplica quando se busca a caracterização de deslocamentos dinâmicos horizontais. O conhecimento das coordenadas dos pontos, portanto, não é essencial, uma vez que a determinação das frequências e amplitudes se realiza por meio de análise espectral dos resíduos e não da diferença entre coordenadas. O método permite calibrar as frequências e amplitude a serem detectadas, pois se apóia na utilização de um oscilador eletro-mecânico (item VII.1.2), que produz oscilações conhecidas. Também, uma boa distribuição geométrica da constelação de satélites no momento da coleta de dados passa a não ser mais necessária.

Nos capítulos seguintes são apresentadas as pesquisas bibliográficas sobre os assuntos necessários para o desenvolvimento da tese. Desta forma, estão apresentados os artigos que tratam da aplicação do GPS como instrumento de monitoramento do comportamento dinâmico de estruturas de grande porte, relatando desde os primeiros artigos publicados, no final da década de 90, até a publicação do método utilizado neste trabalho e os publicados até o fechamento deste trabalho, em abril de 2004. Ainda, conforme mencionado anteriormente, sendo este um trabalho ligado à área de infraestrutura de transportes, um dos objetivos práticos estabelecidos foi aplicar o GPS no monitoramento do comportamento dinâmico de estruturas viárias. Assim, houve necessidade de se tomar conhecimento das principais Normas e Códigos e suas prescrições para análise dos efeitos das cargas dinâmicas em pontes e em passarelas; suas considerações sobre fadigas e pesquisa sobre os estudos que apontam o efeito da vibração das estruturas, causado por cargas dinâmicas, como um dos agentes principais causadores da diminuição da vida útil dessas estruturas. Tais estudos, também sugerem a normalização de ensaios periódicos de manutenção preventiva nas estruturas.

De acordo com o plano de atividades elaborado, para atingir os objetivos propostos na tese, foram realizados ensaios *in loco* em uma passarela estaiada e em uma ponte estaiada, além da análise de dados GPS coletados numa ponte suspensa. Assim, julgou-se necessário conhecer o sistema estrutural dessas estruturas, bem como seu comportamento quando submetidas a ações de cargas dinâmicas. Ainda, são apresentados resumos de alguns trabalhos publicados recentemente, sobre ensaios em pontes suspensas e estaiadas, pelo fato de serem as únicas fontes que apresentam valores de deslocamentos e frequências destas estruturas, quando submetidas a ensaios *in loco* de vibração forçada ou quando protótipos são simulados em túnel de vento.

CAPÍTULO II

APLICAÇÃO DO GPS NO
MONITORAMENTO DE OBRAS DE
GRANDE PORTE

“Fato notável acerca do sistema nervoso: resolver equações diferenciais e ver um filme de Tom & Jerry queima as mesmas calorias.”

Do livro Matemática para o Dia-a-Dia,
de Charles Seiter.

No final da década de 70 e início da de 80, vários grupos de trabalho concentraram seus esforços no desenvolvimento de novas técnicas geodésicas de monitoramento e na análise geométrica das redes geodésicas de deformação. Um destes grupos, em 1975, deu origem a um simpósio internacional, FIG - *Symposium on Deformations Measurements*. Em 1978, foi criado um comitê sobre análise de deformações com o objetivo de comparar diferentes abordagens e desenvolver uma teoria unificada para a análise geométrica de deformações de dados obtidos por levantamentos geodésicos. Vários centros de pesquisa se juntaram ao trabalho deste comitê, tendo como centros mais ativos: *Universities of Karlsruhe, Hannover, Stuttgart e Munich* na Alemanha, *University of New Brunswick*, no Canadá e *Delft* nos Países Baixos (YONG-QI, 2000).

Paralelamente ao trabalho desse Comitê, vários pesquisadores especialmente na *University of Stuttgart* (Felgendreher 1981, 1982), *Hannover* (Boljen 1983, 1984), em *Fredericton* (Chrzanowski et al. 1982; Chen 1983; Chrzanowski et al. 1986; Chen and Chrzanowski 1986), em *Calgary* (Teskey 1986, 1988) e em *Munich* (Ellmer 1987; Kersting 1992) iniciaram o trabalho de análise de deformações através da geodésia. Logo, o campo da análise geodésica de deformação expandiu-se dentro da engenharia civil e das aplicações geotécnicas (WELSCH et al., 2001).

GOAD (1989) realizou experimentos com o propósito de investigar a viabilidade de utilizar o GPS para o monitoramento da crista da barragem de *Lawrence*, Kansas, EUA. Dois receptores foram considerados como referência, no modo estático de coleta de dados, e os outros dois foram posicionados sobre a crista da barragem no modo cinemático de coleta de dados. A intenção de *Goad* era verificar se o pós-processamento dos dados coletados, durante cinco minutos por ponto, poderia alcançar precisão centimétrica. E foi o que constatou ser possível, desde que os valores de RDOP (*Relative Dilution of Precision*) permanecessem abaixo de 0,4 m/ ciclo.

LOVSE et al. (1995) mencionam a possibilidade de monitorar e caracterizar os deslocamentos dinâmicos de pontes com grandes vãos, torres. Realizaram ensaios para medir a frequência de vibração da *Calgary Tower* em Alberta, Canadá, usando receptores GPS no modo diferencial e instrumentos convencionais. Constataram que a frequência de vibração da torre de 160 m de altura, sob a ação do vento, é de aproximadamente 0,3 Hz. O trabalho não apresenta comparação dos resultados obtidos com o GPS com os resultados obtidos pelos instrumentos convencionais, não permitindo definir a precisão do GPS.

ROBERTS et al. (1997) utilizam o GPS no monitoramento de movimentos de pontes suspensas localizadas na Inglaterra. Os testes foram realizados na *Humber Bridge* (FIGURAS 3 e 4) (vão de 2220 m) e *Nottingham Clifton Bridge*. O monitoramento, em tempo real das pontes pelo modo cinemático de coleta de dados, foi realizado com receptores GPS Ashtech Z-XII de dupla frequência, Racal Delta Link II de frequência UHF e antenas *choking* da Ashtech. Os testes mostraram que o GPS, em modo cinemático, pode ser usado para monitorar o movimento de grandes estruturas, e assim, contribuir para a melhor compreensão do comportamento dinâmico. Ainda, pode contribuir para o aperfeiçoamento de projetos futuros de pontes e ser a base de um sistema de alarme de falhas estruturais.

FIGURA 3 – *Humber Bridge* – vista superior

Fonte: ROBERTS et al. (1997)

FIGURA 4 – *Humber bridge* – vista lateral

Fonte: ROBERTS et al. (1997)

DUFF et al. (1997) relatam que juntamente com outros projetos de monitoramento de deformação estrutural, o *Applied Research Laboratories* da *University of Texas*, desenvolveu um protótipo de sistema de monitoramento de pontes para o *Federal Highway Administration* (FHWA) baseado em uma rede de monitoramento contínuo de sensores

GPS, que transmitem os dados para uma central processar e analisar por meio de softwares comerciais. Este sistema tem permitido realizar, com sucesso, o monitoramento de deformações das duas maiores pontes rodoviárias dos Estados Unidos (FIGURA 5) e atualmente está sendo empregado em outros projetos de monitoramento estrutural de pontes.

FIGURA 5 - *Hartman bridge* sobre o *Houston Ship Channel* onde foram realizados os testes de monitoramento de deformação com GPS pela *University of Texas*

Fonte: DUFFY et al. (1999)

SANTERRE et al. (1997) apresentam um algoritmo para resolução da ambigüidade, mas adequado para o monitoramento de pontes suspensas. O algoritmo se baseia na resolução da ambigüidade da fase do sinal GPS, de uma frequência (L_1), porque se utiliza da técnica *On-the-Fly* (OTF), normalmente utilizada no processamento de dados coletados em modo cinemático. Os autores realizaram o ensaio na *Pierre-Laporte Bridge* (FIGURA 6), em *Québec City*, Canadá. Esta é uma ponte suspensa, com 1040 m de extensão total, com vão principal de 670 m de extensão e duas torres de 110 m de altura. A ponte foi instrumentada com receptores GPS, sendo dois sobre o topo de cada uma das torres, um no meio do vão central e duas estações fixas fora da ponte; os dados foram coletados com taxa de 5 Hz. Foram realizadas duas sessões de observação, no verão, em julho de 1996 e no inverno, em fevereiro de 1997, para verificar se a variação térmica a qual estavam sujeitos os cabos causariam deslocamentos dos três pontos instrumentados. Entre as duas sessões, a variação térmica foi de 25°C. Como resultados, apresentam o deslocamento vertical do ponto instrumentado no vão central, de aproximadamente 40 cm, quando do fechamento de três das quatro pistas de rolamento, devido à ocorrência de um acidente de carro; o deslocamento transversal do ponto central do vão, de

aproximadamente 5 cm, devido a velocidade do vento de 20 Km/h. Mencionam que futuras sessões com GPS serão planejadas para determinar as frequências dos movimentos do tabuleiro da ponte (<http://www.scg.ulaval.ca/gps-rs/pdf/RS&LLIAGRio97.pdf>).

Durante o Doutorado Sanduíche na *University of New Brunswick*, Canadá, a autora teve acesso aos dados GPS coletados na *Pierre-Laporte Suspension Bridge*. O processamento e a análise destes dados de acordo com o método aplicado na tese encontram-se apresentados no item IX.3. Ainda, a autora não encontrou demais publicações destes autores, até março de 2004.

FIGURA 6 – *Pierre-Laporte Bridge, Québec City, Canadá*

Fonte: <http://www.bridgemeister.com/image/Quebec.htm>

DUFFY et al. (1999) apresentam um sistema de monitoramento de deslocamentos usando o método de posicionamento estático que envolve as estações da rede de monitoramento contínuo, CORS (*Continuous Operating Reference Stations*), na Califórnia. Este sistema é utilizado para o monitoramento das estruturas dos reservatórios de água, que abastecem 16 milhões de pessoas de 240 cidades do sul da Califórnia. Utilizam receptores GPS TRIMBLE 4000 SSE e antenas do tipo *choking*. A análise dos dados e conclusões sobre a movimentação da crista do reservatório baseia-se na diferença entre as coordenadas obtidas, pelo método estático de observação, com intervalos de 6 meses a 1 ano. Mencionam os bons resultados no monitoramento do movimento da crista do reservatório e chamam a atenção para o fato de que o acesso às estações da rede CORS é gratuito.

CHEN et al. (1999) apresentam uma metodologia de detecção de deslocamento de superfícies, através da análise de informações contidas no multicaminhamento. Baseia-se no fato de que os efeitos do multicaminhamento, para uma observação realizada num

mesmo local e desde que não ocorram alterações no ambiente próximo da antena GPS, se repetem nos dias siderais. Por tanto, as deformações de uma dada superfície podem ser detectadas através da comparação dos efeitos do multicaminhamento entre dois dias. Realizaram ensaios preliminares movimentando uma placa refletora próxima de uma das antenas (tipo *chokering*). Coletaram dados GPS nesta ocasião e em outro dia, sem a placa refletora próxima da antena. Na análise dos resíduos é possível verificar as perturbações no multicaminhamento devido à presença da placa refletora.

CHEUNG, A. (2000) descreve brevemente o monitoramento em tempo real por GPS da ponte suspensa, *Tsing Ma Bridge*, inaugurada em 1998, em *Hong Kong*, na China, apresentando-se com o maior vão central do mundo, de 1377 m, que suporta tráfego rodoviário e ferroviário e comprimento total de 2200 m (FIGURA 7). A ponte além de ser instrumentada com 756 sensores eletrônicos de diferentes tipos, como anemômetros, termômetros e acelerômetros, as autoridades responsáveis resolveram completar o sistema de monitoramento desta ponte com 27 receptores GPS e uma estação de controle automática CRS 1500, coletando em modo cinemático com atualizações de taxa de 10 Hz. O objetivo é vigiar o comportamento dos deslocamentos sofridos pelo por influência do vento, das variações térmicas, da atividade sísmica e das cargas devido ao tráfego nos horários de pico.

FIGURA 7 - *Tsing Ma Bridge* sobre o canal *Ma Wan*, em *Hong Kong*, China

Fonte: <http://www.cityu.edu.hk/CIVCAL/book/bridge.html>

SHUN-ICHI NAKAMURA, P. E. (2000) realiza medições com acelerômetros e GPS em uma ponte suspensa no Japão (vão de 1380 m), durante a ocorrência de ventos fortes. Os movimentos dinâmicos desta ponte são continuamente monitorados para garantir a segurança da estrutura e dos veículos. As respostas da viga-mestra da ponte devido à turbulência do fluxo de vento foram avaliadas pelos registros dos acelerômetros e comparados com os dados obtidos com o GPS. As baixas frequências e os picos do espectro registrados pelos acelerômetros corresponderam aos valores obtidos com o GPS,

após aplicação da Transformada de Fourier (FT). O método baseia-se então, na análise espectral dos dados GPS obtidos pelo método cinemático de posicionamento, utilizando receptores com taxa de coleta de 1,0 s e antenas do tipo *groundplane*. Assim, afirma que a tecnologia do GPS é confiável para estimar as respostas dos comportamentos às rajadas de vento das pontes de longos vãos.

KNECHT et al. (2001) descrevem um projeto para monitorar movimentos apresentados por edifícios, pontes, barragens, deslizamentos de terra e formações rochosas, onde os movimentos são particularmente lentos. O sistema consiste em um número de receptores GPS de uma frequência instalados no objeto a ser monitorado e um ou mais receptores instalados e considerados como fixos. Dependendo da aplicação, sensores são individualmente ligados à estação base por cabo, transmissão via rádio. A estação base auxilia a coleta dos dados dos sensores GPS a ela conectados. Não apresentam detalhes da metodologia de análise dos dados e não menciona ensaios de campo.

RADOVANOVIC, R. S. et al. (2001) apresentam estudo comparativo entre o desempenho da Estação Total Robótica (RTS) da Leica, TCA 2003 e receptores GPS da marca TRIMBLE 4700, na tentativa de monitorar o deslocamento dinâmico de um experimento no qual uma barra era movimentada a cada 10 s. Um prisma e um receptor GPS foram instalados numa das extremidades da barra. A Estação Total tinha capacidade de armazenamento de dados à taxa de 1 Hz e os receptores GPS foram programados para coletar dados com a mesma taxa. Os testes consistiram em comparar os resultados de dados GPS coletados nos modos *Stop-and-Go* e cinemático com os valores registrados pela Estação Total Robótica. Os autores realizaram o processamento dos dados GPS de forma convencional, utilizando o programa GravNav™. Após análise dos resultados, mencionam que em relação ao modo *Stop-and-Go*, a Estação Total Robótica apresentou resultados mais precisos na medição dos deslocamentos horizontais aplicados na barra. Por outro lado, mencionam que a precisão de medidas de distâncias com a Estação Total Robótica depende diretamente da velocidade de movimento do alvo e da distância do alvo. E desta forma, como o movimento aplicado na barra causava um movimento do alvo com velocidade de 0,8 m/s, obteve-se erro final na medida de 22 cm (para uma distância do alvo, considerada média, 77 m). Sendo assim, concluem que o uso da Estação Total Robótica apresenta limitações em relação ao uso do GPS, quando se pretende realizar o monitoramento de alvos que se movem. Ainda, mencionam que a taxa de coleta programada na Estação Total Robótica não se mantém constante ao longo do tempo,

apresentando um desvio padrão de 0.3 s, de forma que torna muito difícil a caracterização do comportamento de movimentos dinâmicos não conhecidos previamente.

RIZOS, C. et al. (2001) mencionam o monitoramento do edifício mais alto de Cingapura, *Republic Plaza*, de 280 m de altura, com um sistema Leica de monitoramento em tempo real, utilizando um par de GPS. A utilização do GPS juntou-se ao sistema de monitoramento instalado no edifício em 1995, que consistia na utilização de dois acelerômetros e dois anemômetros. O monitoramento tinha por objetivo verificar o comportamento dinâmico estrutural do edifício devido ao efeito da ação de ventos fortes e terremoto. O sistema por monitoramento com GPS constituiu-se basicamente de uma estação GPS com receptor de dupla frequência que foi instalado em outro edifício (próximo do *Republic Plaza*) e duas estações GPS, também com receptores de dupla frequência, instaladas no 66º andar do edifício *Republic Plaza*. Os dados coletados com taxa de 10 Hz permitiam acesso direto às coordenadas coletadas em tempo real que eram armazenadas por um sistema central de coleta, que armazenava também os dados coletados pelo acelerômetro e pelos anemômetros. Sobre os resultados, mencionam que com o GPS não foi possível determinar a resposta dinâmica do edifício porque a taxa mínima de coleta deveria ter sido de 0.05 Hz, baseando-se no Teorema da Amostragem de Nyquist. Na sequência, não mencionam valores obtidos com os outros equipamentos utilizados. Descrevem o modelo de monitoramento que pretendem implementar, mencionando algumas ferramentas a serem utilizadas como filtros de passas - baixas, Transformada Wavelet, que é uma extensão da Transformada de Fourier e diversos testes estatísticos (http://www.gmat.unsw.edu.au/snap/publications/ogaja_et al2001c.pdf).

ROBERTS, G. W. et al. (2001a,b) apresentam um sistema de monitoramento para medir deslocamentos dinâmicos de pontes. Este sistema consiste de receptores GPS SR 530 de dupla frequência, antenas Leica AT504 *chokering*, AT302 e acelerômetros triaxiais Kistler. Um dispositivo permitiu que a antena ficasse alinhada verticalmente com o acelerômetro. Uma tentativa de monitoramento estrutural com este sistema foi realizada sobre a *Nottingham Suspension Footbridge* (FIGURA 8) (vão de 60 m), em *Nottingham*, Inglaterra. Durante o ensaio, pessoas caminharam sobre a passarela. Como conclusão, afirmam que é possível medir deslocamentos de pequenas pontes e as frequências de respostas, mesmo quando a intensidade da força externa aplicada é baixa. A precisão de milímetros nas posições obtidas com GPS é alcançada através da análise espectral, que permite suprimir as altas frequências dos ruídos e também, através das indicações de frequências registradas pelos acelerômetros.

FIGURA 8 – *Nottingham Suspension Footbridge* conhecida também como *Wilford Suspension Footbridge*, Inglaterra

Fonte: <http://www.bridgemeister.com/list.php?type=country&country=England>

Na área privada, por exemplo, a SMARTEC SA é uma empresa suíça voltada para o desenvolvimento e aplicação de sistemas de monitoramento de grandes estruturas como barragens, diques, pontes estaiadas, torres, plataformas de petróleo. Os sistemas se baseiam na utilização de fibra ótica, equipamentos convencionais e na tecnologia GPS. O monitoramento utilizando o GPS se baseia em uma rede geodésica que envolve pontos na estrutura a ser monitorada. Ainda, garantem precisão nas medidas de 3 mm até 10 mm, desde que as linhas bases não ultrapassem 20 Km (<http://www.smartec.ch/Home.htm>).

Dentre os trabalhos mencionados acima, concluídos ou em fase de conclusão, nenhum apresenta método de coleta e análise similar ao proposto nesta tese. Ainda, optou-se por apresentar, brevemente, os trabalhos desenvolvidos em centros de pesquisa de diversas localidades do mundo, onde se destacam os grupos de *Nottingham* (Inglaterra), *Calgary e Québec* (Canadá), *Sydney* (Austrália), *Hong Kong* (China), para poder, a partir de tal amostragem, atestar a originalidade do método utilizado neste trabalho. Verificou-se também que os autores publicam um método inédito e posteriormente passam a publicá-lo com variações, em outras aplicações, utilizando outras ferramentas matemáticas para análise e ou enfocando detalhes dos mesmos. Também se pode mencionar que quando se trata da busca por deslocamentos milimétricos com GPS, os autores tomam extremos cuidados quando da apresentação de conclusões, chegando até mesmo a omitir resultados e comparações entre os obtidos com o GPS e os instrumentos convencionais. Sempre deixam clara a necessidade de se prosseguir com a pesquisa e com outros ensaios.

Finalizando a revisão bibliográfica das pesquisas publicadas anteriormente à publicação do método aqui utilizado, apresenta-se a seguir, de forma resumida, as pesquisas publicadas até abril de 2004. Tais artigos continuam atestando a forte tendência dos

grupos internacionais de pesquisa, na utilização do GPS como instrumento de monitoramento de grandes estruturas e no aprimoramento do tratamento dos dados coletados, para prover confiabilidade das medidas, compatível com a apresentada pelos instrumentos ditos convencionais.

LUKÁČ et al. (2002) apresentam um método GPS para monitorar as deformações ocorridas na maior barragem da Eslováquia. Equipamentos topográficos também são utilizados e há uma rede clássica com 236 pontos, sendo 56 pontos de referência. Utilizam o método estático de observação e receptores de dupla frequência, TRIMBLE 4000 SSE e TRIMBLE SSI. Não apresentam detalhes da metodologia de processamento, apenas comentam que o maior tempo de rastreamento com o GPS aumenta a qualidade e a confiança das medidas.

ROBERTS et al. (2002) apresentam um trabalho de monitoramento de deflexões de uma ponte instrumentada com acelerômetros e GPS. Mencionam que o método cinemático em tempo real está propenso a fontes de erro como o multicaminhamento e a perda de ciclos. Assim, estão realizando investigação de filtros para eliminar estes erros. Baseiam-se em dados GPS coletados em um ensaio realizado em 2000, em uma passarela; inclusive descrito anteriormente.

MENG et al. (2002) mencionam a utilização do GPS no monitoramento de duas pontes, a *Humber Bridge* e a *London Millennium Bridge* (ambas na Inglaterra) pelo método cinemático. Neste trabalho, apresentam ênfase na descrição do fato de que as componentes das coordenadas na direção Norte-Sul são menos precisas que na direção Leste-Oeste, em áreas de alta latitude (latitude $>45^\circ$), que é o caso da Inglaterra. Explicam que a latitude do local de observação (55°) está diretamente ligada à inclinação da órbita dos satélites que é de 55° , ou seja, em locais de latitude baixa, a distribuição dos satélites em todas as direções é quase uniforme. Já, em locais de latitudes média e alta, há praticamente ausência de satélites na direção Norte, o que prejudica a obtenção de uma boa configuração geométrica de satélites, o que é importante para o método por eles utilizado. Também, esta má configuração geométrica de satélites irá causar degradação na precisão das posições. E, visando eliminar esta deficiência na geometria dos satélites, os autores iniciaram o desenvolvimento de um simulador de sinais GPS, conhecido como *pseudolite*. De forma resumida, as *pseudolites* transmitem sinais no mesmo formato dos satélites GPS, mas não possuem a mesma precisão na altitude. Finalmente, mencionam a intenção de processar os sinais das *pseudolites* juntamente com os dados GPS.

A autora teve oportunidade de realizar observações de GPS e *pseudolites* juntas, durante um ensaio na cobertura do edifício *Head Hall*, na *University of New Brunswick*. Como o método utilizado na tese necessita captar sinais de satélites com a mais baixa elevação possível e estes podem ser obstruídos por obstáculos naturais ou construídos pelo homem, o uso das *pseudolites*, uma vez que simulam os sinais destes satélites, vem de encontro com a pesquisa. No entanto, o aluguel de uma *pseudolite* chega a atingir o valor de 5.000 dólares por mês e só é possível captar os sinais com receptores Novatel da família OEM4 e, além disso, não há ainda, software comercial disponível para o processamento.

COSSER et al. (2003a,b) realizaram análise de dados GPS coletados, em modo cinemático, durante ensaio de monitoramento de vibração da *Wilford Suspension Footbridge* (FIGURA 8), na Inglaterra. Neste trabalho, os autores tentam comparar o desempenho do sinal GPS de uma frequência (L_1) e de duas frequências (L_1 e L_2). Na passarela foram instalados quatro receptores Leica (*System 500*), dois de dupla frequência e dois de uma frequência, todos conectados a antenas Leica AT503 (*small chokering*) e nos pontos de referência, fora da passarela, foram instalados também receptores de uma e duas frequências, mas conectados a antenas Leica AT504 (*large chokering*). A passarela foi submetida à ação de pedestres orientados para caminhar, correr e marchar. Como resultados, mencionam que é possível realizar o monitoramento de pontes com receptores de uma frequência, mas é preciso inicializar o receptor sobre a ponte mantendo-o sem movimentos por 20 minutos, para a resolução da ambigüidade e inicializá-lo novamente quando ocorre a perda do sinal de um satélite. Mencionam também, que a melhor solução em termos de resultados mais precisos e menor custo é a utilização de receptores de dupla frequência nos pontos de referência e receptores de uma frequência sobre a passarela (<http://www.fig.net/figtree/commission6/santorini/I-Monitoring%20Static%20and%20Dyn/I10.pdf>).

MENG et al. (2003a,b) mencionam neste trabalho a realização do processamento dos dados coletados na *Wilford Suspension Footbridge*, cujo ensaio e equipamentos utilizados estão mencionados em outros trabalhos anteriores e que também estão reportados acima. Neste trabalho, que é basicamente a continuação do trabalho intitulado '*Simulation of the Effects of Introducing Pseudolite*', publicado em 2002, os autores descrevem a possibilidade de solução do problema causado pela deficiência da geometria dos satélites, em locais de latitude maior que 45° , como é o caso de *Nottingham*, na Inglaterra. Assim, realizaram observações com três *pseudolites* e encontraram como forma de melhorar a precisão da componente vertical fornecida por estes equipamentos, a criação de efemérides precisas

para os seus dados, baseadas nas efemérides precisas para os satélites GPS. O software utilizado para processar os dados GPS e das pseudolites foi desenvolvido por pesquisadores da *University of New South Wales*, Austrália. Após análise dos resultados publicados em 2002, com os de 2003, mencionam que a utilização das pseudolites possibilitou melhorar em 40 % a precisão da componente da direção Leste e 33 % de melhora na precisão da componente vertical, mas houve redução de 8% na precisão da coordenada na direção Norte, que será investigada. Mencionam, ainda, que utilizam um sistema composto por GPS, *pseudolites* e acelerômetros, após a ativação do sistema de satélites europeu, o Galileu, permitirão ter acesso a um sistema de monitoramento de deformações possível de ser utilizado em qualquer horário e em qualquer lugar (<http://www.fig.net/figtree/commission6/santorini/I-Monitoring%20Static%20and%20Dyn/I5.pdf>).

TSAKIRI et al. (2003) mencionam o monitoramento dinâmico de dois pontos no vão central do tabuleiro da *Evrpos cable-stayed Bridge* (FIGURA 9), na Grécia, com GPS, acelerômetro e Estação Total Robótica. Esta ponte possui comprimento total de 700 m e vão central com 215 m. Desde 1994, uma rede permanente de monitoramento constituída por 43 acelerômetros está em operação, para permitir acesso ao comportamento dinâmico da ponte em situações de terremoto. Na instrumentação com GPS foram utilizados três receptores JAVAD de dupla frequência, em modo cinemático de coleta de dados, com taxa de 10 Hz e sessão de observação de 4 horas de duração e uma Estação Total Leica TCA 1800, com taxa de armazenamento de aproximadamente 8 Hz. O ensaio foi realizado com o tabuleiro sob ação de tráfego normal. Sobre os resultados, mencionam que com a Estação Total registraram deslocamento vertical médio do ponto no meio do vão central de 4 cm. Já, com GPS, o valor obtido foi de 12 cm, valor este, claramente alterado por multicaminhamento causado pelos cabos de aço que suportam o tabuleiro e pela geometria dos satélites. Por outro lado, quanto à determinação do valor da frequência do tabuleiro, mencionam que o acelerômetro e o GPS indicaram o mesmo valor, 0.4 Hz. Concluem ainda, que o GPS permite realizar medições de frequência acima de 0.1 Hz, já o acelerômetro usado trabalhava melhor na detecção de frequência da faixa de 1 Hz até 20 Hz.

FIGURA 9 - *Evripos cable-stayed Bridge*, Grécia

Fonte: <http://www.structurae.net/en/structures/data/str00307.php>

CAPÍTULO III

NORMAS E CÓDIGOS – RESUMO DAS PRESCRIÇÕES PARA TRATAMENTO DAS CARGAS DINÂMICAS EM PONTES

“De erro em erro, descobre-se a verdade inteira.”

Sigmund Freud (1856-1939), austriaco
cujos estudos geraram a psicanálise.

SUMÁRIO DETALHADO

III.1 - NORMA BRASILEIRA	28
III.1.1 - CARREGAMENTO MÓVEL – PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELAS	28
III.2 - NORMA AMERICANA	29
III.2.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	30
III.2.2 - CARGA DE PEDESTRE	30
III.2.3 - AÇÃO DO VENTO	31
III.3 – NORMA CANADENSE	31
III.3.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	31
III.3.2 - CARGA DE PEDESTRE	31
III.4 - NORMA AUSTRALIANA	32
III.4.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	32
III.4.2 - CARGA DE PEDESTRE	32
III.5 - EUROCODE	32
III.5.1 - CARREGAMENTO MÓVEL	33
III.5.2 - CARGA DE PEDESTRE	33
III.6 - NORMA ALEMÃ	34
III.6.1 - CARREGAMENTO MÓVEL E DE PEDESTRES	34
III.7 - CEB – COMITE INTERNACIONAL DU BETON	34
III.7.1 - VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PESSOAS	34
III.7.2 - VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO	35
III.7.3. - FREQUÊNCIAS NATURAIS DE PONTES ESTAIADAS	36
III.7.4 - RESPOSTA DO CORPO HUMANO À VIBRAÇÃO	37

Enumeram-se a seguir, os principais documentos normativos e textos consagrados na literatura técnica internacional, que apresentam as formas de considerar as cargas móveis no projeto de pontes. A intenção, no momento, não é a apresentação detalhada dessas considerações, uma vez que os documentos aqui mencionados são de domínio público, mas sim, deixar claro a necessidade de se conhecer tais considerações acerca das cargas móveis. Isso, por se entender, que não há como planejar ou participar de um projeto de monitoramento ou caracterização de deslocamentos dinâmicos de obras de grande porte, sem tais conhecimentos.

Ainda, o carregamento dinâmico é, de fato, uma complexa interação entre veículos em movimento e a estrutura. Além disso, a resposta da estrutura de uma ponte a um carregamento dinâmico não é a mesma que a de um carregamento estático.

Internacionalmente, a maioria das novas pontes tem sido construída levando-se em consideração o crescente aumento do volume de tráfego nas rodovias. Portanto, tornou-se conveniente uma maior atenção dos projetistas de pontes nas especificações dos carregamentos em pontes rodoviárias e rodoferroviárias. Tais especificações apresentam uma considerável variação nos diferentes países do mundo.

Muitas normas são baseadas nas especificações da norma americana "*American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO*". A título de exemplo pode-se citar a norma australiana "*92 Austroads Bridge Design Code Section 2: Design Loads*" (1992), a norma canadense "*Ontario Highway Bridge Design Code – OHBDC*", a norma colombiana "*Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puente*", dentre outras.

Na Europa já existe uma preocupação dos países em facilitar a tarefa dos projetistas, introduzindo uma tentativa de uniformidade nas especificações de carregamentos. Um progresso considerável tem sido obtido, nesta direção, através do trabalho de instituições como o "*Comité Euro-Internacional du Béton*" – CEB e a "*Fédération Internationale du Précontrainte*" – FIP que desde 1998 se unificaram constituindo a "*Fédération Internationale du Béton*" – FIB.

Um trabalho de grande interesse para o projeto e construção das pontes, desenvolvido pelos países membros da comunidade européia, é o Eurocode. Trata-se de normas e especificações a serem adotadas por tais países com as devidas adaptações para as particularidades de cada um. As ações do carregamento móvel em pontes rodoviárias encontram-se definidas no Eurocode I, parte 3 - "*Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias*".

No entanto, ainda não há normas que prescrevem o tratamento de cargas móveis para tipos específicos de pontes, como por exemplo, para pontes suspensas e pontes estaiadas (SUMTIRO, 2001); (PODOLNY JR. et al., 1976).

Para melhor compreensão das prescrições das Normas apresentadas a seguir, bem como quando da apresentação sobre pontes estaiadas e suspensas, ilustra-se, neste momento, o conceito de vão, vão livre e comprimento de uma ponte. Nas FIGURAS 10, 11 e 12 pode-se visualizar as indicações de:

- Comprimento da ponte (também denominado de vão total): distância medida horizontalmente segundo o eixo longitudinal, entre as seções extremas da ponte;
- Vão (também denominado de vão teórico e de tramo): distância medida horizontalmente, entre os eixos de dois suportes consecutivos;
- Vão livre: distância entre as faces de dois suportes consecutivos.

FIGURA 10 – Esquema ilustrativo da composição de pontes

Fonte: El Debs et al. (1995a)

A FIGURA 11 ilustra a possibilidade construtiva de ponte com viga com articulações, conhecida por viga Gerber. A FIGURA 12 apresenta os tramos de pontes com vigas Gerber e indicações de vão livre.

FIGURA 11 – Ilustração de possibilidade construtiva de ponte em viga Gerber

Fonte: El Debs et al. (1995a).

FIGURA 12 – Posição das articulações nas pontes de viga Gerber

Fonte: El Debs et al. (1995a)

III.1 – NORMA BRASILEIRA

No Brasil, somente a partir de 1941, com o surgimento da norma NB-2 “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”, foram estabelecidos os valores oficiais para ações e carregamentos nas pontes através da NB-6 “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, cuja disposição do carregamento foi igualmente baseada nos veículos normativos alemães. Atualmente são seguidas as seguintes normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): NBR – 7188:1984 referindo-se à carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres; a NBR – 6123:1988 referindo-se a forças devidas ao vento em edificações, a NBR 8681:1984 – referindo-se as ações de segurança nas estruturas. A NBR 6118 prescreve a verificação de ações dinâmicas e fadiga, onde apresenta os valores de frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas (ginásio de esportes, salas de dança ou concerto, escritórios, passarelas de pedestres ou ciclistas) submetidas à vibração pela ação de pessoas.

III.1.1 – CARREGAMENTO MÓVEL – PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELAS

As cargas a serem consideradas no projeto das pontes rodoviárias e das passarelas são definidas pela norma NBR 7188 “Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre”. Segundo a norma em questão, em pontes rodoviárias, a carga móvel é constituída por um veículo e por cargas uniformemente distribuídas nas faixas da pista de rolamento, nos acostamentos, descontando-se apenas a área ocupada pelo veículo e carga uniformemente distribuída nos passeios, que procuram levar em consideração a ação de multidão e de outros veículos mais leves. E para o efeito de escolha das cargas móveis, a norma NBR 7188 divide as pontes rodoviárias em três classes baseadas no peso total de um veículo-tipo.

Para passarela de pedestres, classe única, na qual a carga móvel é uma carga uniformemente distribuída de intensidade 5 kN/m² (500 kgf/m²), não majorada por valor de coeficiente de impacto.

Quanto às ações dinâmicas e fadiga, o texto da norma técnica NBR 6118 prescreve que para assegurar o comportamento satisfatório das estruturas sujeitas as vibrações, deve-se afastar o máximo possível o valor da frequência própria da estrutura (f) do valor da frequência crítica (f_{crit}), que depende da destinação da respectiva edificação.

$$f > 1,2f_{crit} \quad [1]$$

Nos casos especiais, em que esta prescrição não puder ser atendida, recomenda a realização de uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em normas internacionais. Na falta de valores determinados experimentalmente, recomenda a adoção dos seguintes valores indicados na tabela a seguir:

TABELA 1 – Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 a 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 a 4,5

Quanto à verificação do estado limite de fadiga, a norma não trata de ações de fadiga de alta intensidade, capazes de provocar dano com menos de 20.000 de repetições. Trata das ações de fadiga de média e baixa intensidades e número de repetições até 2.000.000 de ciclos.

III.2 – NORMA AMERICANA

A Norma Americana (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) AASHTO menciona duas especificações a serem seguidas, referentes às cargas móveis: a *Standard Specifications for Highway Bridges (Standard Specifications)* e a *LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN - Bridge Design Specifications (LRFD Specifications)*.

III.2.1 – CARREGAMENTO MÓVEL

De acordo com o item 3.7 da *Standard Specifications* existem quatro classes de veículos ou carregamentos de faixa a serem usados no projeto de superestruturas de pontes de vãos médios e longos. Já, a *LRFD Specifications* designa o carregamento móvel nas pontes como HL-93. Tal carregamento consiste na seguinte combinação:

Design Truck ou Design Tandem

e

Design Lane Load

O veículo HS20-44 usado na *Standard Specifications* representa o *Design Truck* (trem-tipo ou caminhão de projeto). O *Design Tandem* (eixo duplo de projeto) consiste em um par de eixos espaçados de 1,22 m pesando 113,40 kN

III.2.2 - CARGA DE PEDESTRE

Na *Standard Specifications*, a área de passeio deve ser carregada com uma carga uniformemente distribuída ao longo do vão. Para vãos inferiores a 7,62 m, a carga máxima é de 4,14 kN/m². Para vãos entre 7,62 m e 30,50 m, é adotada uma carga de 2,94 kN/m². Para vãos superiores a 30,50 m, a carga adotada é calculada de acordo com a expressão abaixo:

$$q = \left(145 + \frac{4470}{l} \right) \left(\frac{16,75 - b}{15,25} \right) \quad [2]$$

onde:

l = vão da ponte em metros;

b = largura do passeio em metros;

q = carga móvel por metro quadrado com um valor máximo de 2,94 kN/m²

Na *LRDF Specifications*, é adotada uma carga de 5,17 kN/m² para todos os passeios mais largos do que 0,61 m. Esse carregamento deve ser considerado juntamente com o carregamento do veículo. Para pontes onde seja previsto apenas o tráfego de pedestres e bicicletas, a carga deverá ser de 5,86 kN/m².

III.2.3 – AÇÃO DO VENTO

A LRFD *Specifications* exige uma análise mais refinada, embora seja seguido o mesmo padrão “pressão do vento nas estruturas” e “pressão do vento nos veículos”. A especificação também prevê uma variação na direção do carregamento do vento objetivando-se a obtenção dos efeitos mais desfavoráveis.

III.3 – NORMA CANADENSE

III.3.1 – CARREGAMENTO MÓVEL

A Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Design Code* – OHBDC prevê dois tipos de carregamentos móveis: o *OHBD Truck* e o *OHBD Lane Load*. O *OHBD Truck* consiste num caminhão idealizado de cinco eixos. O carregamento *OHBD Lane Load* consiste em uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m numa largura de 3.0 m e um veículo *OHBD Truck* com uma redução de 30% no peso de cada eixo. Os eixos dos veículos que reduzam o efeito do carregamento devem ser desconsiderados e a carga uniformemente distribuída deverá ser aplicada somente onde causar um aumento no esforço em questão.

Para o Estado Limite de Fadiga, e para as exigências da *OHBD* referentes à limitação de vibração da superestrutura, o carregamento móvel deverá constar apenas de um veículo. O eixo do veículo deve coincidir com o eixo de uma faixa de tráfego e apenas uma faixa deverá ser carregada. O carregamento *OHBD Lane Load* não deve ser considerado para esse Estado Limite.

Para Estados Limites de Utilização diferentes das exigências de limitação de vibração e para o Estado Limite Último, deverão ser considerados os dois carregamentos previstos pela norma, adotando-se aquele cuja situação apresente-se como a mais desfavorável.

III.3.2 – CARGA DE PEDESTRE

Para passeios de pontes rodoviárias e para passarelas, a carga móvel de pedestre aplicada deverá ser:

$$p = 6.2 - \frac{s}{25} \quad [3]$$

onde:

$$2.0 \leq p \leq 5.0 \text{ kPa}$$

s = área carregada em m²

Os carregamentos móveis e a carga móvel de pedestre só deverão ser levados em consideração simultaneamente nos Estados Limites Últimos. Para tal situação, o valor da carga móvel de pedestre deverá ser reduzido de 20%.

III.4 – NORMA AUSTRALIANA

A Norma Australiana – ‘92 *Austroads Bridge Design Code*, *Section 2: Design Loads* apresenta influência das Normas Americana e Canadense.

III.4.1 – CARREGAMENTO MÓVEL

A forma com que é levado em consideração o efeito dinâmico do carregamento móvel pela Norma Australiana é análoga à Norma Brasileira. Multiplicam-se os carregamentos por um coeficiente específico de modo a majorá-los em 10 a 40% passando-se, dessa forma, a tratá-los como estáticos. O termo *impact factor* (coeficiente de impacto), na Norma Australiana, foi substituído pela expressão *Dynamic Load Allowance* (carga dinâmica permitida ou admissível) pelo fato do primeiro sugerir que o efeito de um carregamento dinâmico seja apenas devido à ação de impacto de uma roda. Como cargas de veículos estáticos e dinâmicos são variáveis aleatórias independentes, foi necessário algum ajuste na “*dynamic load allowance*”. Esse ajuste foi incorporado na Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Design Code* de 1983, o que a torna a base da *dynamic load allowance* especificada na Norma Australiana.

III.4.2 - CARGA DE PEDESTRE

Passarelas para pedestres e passeios em pontes rodoviárias devem ser projetadas para suportarem um carregamento com distribuição específica por metro. A área considerada será aquela relacionada ao elemento estrutural que esteja sendo levado em consideração.

III.5 - EUROCODE

Conforme mencionado anteriormente, o Eurocode 1, parte 3 “*Verkehrslasten auf Brücken*”, estabelece as especificações para o carregamento móvel a ser considerado

nas pontes. Este trabalho foi desenvolvido pelos países membros da comunidade europeia objetivando-se a uniformização dos critérios para definição do carregamento móvel. Os carregamentos indicados neste código correspondem aos trechos onde foi observada a maior intensidade de tráfego na Europa, devendo-se ajustar para cada país, através de coeficientes de adaptação, de acordo com suas particularidades. Vale ressaltar que o efeito dinâmico do carregamento móvel já está considerado nos valores de carga a serem descritos.

III.5.1 – CARREGAMENTO MÓVEL

Ações devidas à carga móvel consistem de carros de passeio, caminhões, veículos e veículos especiais (por exemplo: para transportes industriais) e provocam cargas verticais e horizontais, estáticas e dinâmicas. Foram elaborados 4 modelos designados “Modelos de Carga”, de modo que suas ações correspondem às dos modelos reais existentes.

III.5.2 - CARGA DE PEDESTRE

Para passarelas é previsto um carregamento uniformemente distribuído variando de 2,5 kN/m² a 5,0 kN/m² em função do vão individual sendo determinado através da equação abaixo:

$$2,5 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L_{sj} + 30} \leq 5,0 \text{ (em kN/m}^2\text{)} \quad [4]$$

onde “ L_{sj} ” = vão individual em metros

Para passarelas acopladas a pontes rodoviárias deverá ser adotado somente o valor de 5,0 kN/m².

Em relação aos carregamentos para fadiga foram elaborados cinco modelos. Estes modelos foram desenvolvidos, como todos os outros modelos de carga, através de monitoração. Por exemplo, o Modelo 2 consiste de um grupo idealizado de veículos designado como “Carregamento Móvel Freqüente”. Cada “Veículo Freqüente” é definido através do número de eixos e distância entre eixos, da “Carga Freqüente” para cada eixo e da distância entre rodas e a superfície de contato das mesmas.

III.6 - NORMA ALEMÃ

A nova Norma Alemã, "*DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken*", colocada à disposição do meio técnico desde julho de 2001 para conhecimento e obrigatória para os contratos a partir de julho de 2002 está baseada no Eurocode 1 - Parte 3 e mantém os princípios básicos ali prescritos. Em comparação com a Norma Alemã anterior, "*DIN 1072 – Strassen-und Wegebrücken, Lastannahmen*", na qual se baseia a atual Norma Brasileira, chama-se atenção especialmente à consideração da regulamentação para verificação à fadiga.

III.6.1 – CARREGAMENTO MÓVEL E DE PEDESTRES

Foram adotados, quase integralmente, os modelos de carga previstos no Eurocode. Para carga de pedestre, a Norma alemã incorporou integralmente as recomendações do Eurocode.

III.7 – CEB – COMITE INTERNACIONAL DU BETON

O CEB envolve pesquisadores dos mais renomados centros de pesquisa e atualmente apresenta inúmeros *Bulletins d' Informations* que abordam os mais diversos temas da Engenharia de Estruturas, baseando-se nas principais normas internacionais existentes. O *Bulletin d' Information* - nº. 209, aborda o problema da vibração nas estruturas, de interesse particular, para este trabalho.

III.7.1 – VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR PESSOAS

De acordo com PRETLOVE et al. (in CEB, 1991), as vibrações induzidas por pessoas podem alterar severamente a condição de serviço e a vida útil de uma estrutura. Dentre as vibrações mais importantes, pode ser mencionado o caminhar, correr, saltar, pular etc. E as estruturas mais afetadas pela presença de pedestres são as passarelas. Na maior parte dos casos, os problemas de vibração são causados pela taxa de passos dos pedestres. A frequência média de caminhar é de 2 Hz com desvio padrão de 0,175 Hz e a de correr pode ser maior que 3,5 Hz. A 2ª e 3ª frequências harmônicas de caminhar apresentam, respectivamente, os valores de 4 Hz e 6 Hz.

A situação que deve ser evitada é a coincidência da taxa média de caminhar com a frequência natural da passarela. Mencionam, ainda, a partir da análise do

comportamento de 67 passarelas, com vãos variando entre 10 e 50 m, que passarelas de concreto, com vão superior a 25 m e de aço, com vão superior a 35 m, apresentam a frequência natural na mesma faixa de frequência observada para a ação de caminhar (FIGURA 13).

FIGURA 13 – Frequência fundamental das passarelas em função do vão

Fonte: CEB no. 209 – Capítulo 1

III.7.2 – VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO

Os veículos aplicam forças diretamente no pavimento e são transmitidas por este, para a sub-estrutura. A análise do comportamento dinâmico dos veículos rodoviários, sob o ponto de vista da dinâmica dos pavimentos, leva em consideração diversos fatores, como: geometria do veículo, sua massa, velocidade, posicionamento do centro de gravidade, movimentos das rodas, forças de resistência ao movimento, comportamento na frenagem e na realização de curvas, estabilidade e desempenho, BARBOSA (1999). AMMANN (in CEB, 1991) menciona que as irregularidades das superfícies de rolamento e a velocidade dos veículos são as principais causas das vibrações, sendo estas o resultado da interação dos veículos com o pavimento. Estas ações dinâmicas afetam severamente as pontes rodoviárias e ferroviárias. Assim, para o projeto destas obras, os códigos e normas, levam em conta o efeito dinâmico das cargas móveis de maneira global, dando a elas um acréscimo e considerando como se fossem aplicadas estaticamente. AMMANN (in CEB, 1991), por exemplo, apresenta gráfico do valor do acréscimo dinâmico em relação à frequência fundamental, baseada na observação de valores de frequência de 73 pontes de concreto com pavimento áspero. Ilustra também, que a frequência fundamental das pontes é, de maneira geral, dependente do comprimento do vão e do tipo de ponte. Ainda, após a análise de 224 pontes (FIGURA 14) (de concreto, aço e mistas), menciona que a frequência fundamental pode ser estimada pela expressão:

$$f = 100/L \text{ [Hz]} \quad [5]$$

onde L = comprimento do vão em [m].

FIGURA 14 – Frequência fundamental das pontes em função do comprimento do vão devido à observação de 224 pontes.

Fonte: CEB no. 209 – Capítulo 4

Observou também, que a maior parte das pontes apresenta frequência fundamental variando entre 2 e 4 Hz.

III.7.3. – FREQUÊNCIAS NATURAIS DE PONTES ESTAIADAS

HIRSCH et al. (in CEB, 1991) apresentam um gráfico (FIGURA 15) indicador das frequências naturais de flexão do tabuleiro (primeira frequência vertical) de pontes estaiadas em função do comprimento do vão e do tipo de seção transversal do tabuleiro. Para tal estimativa propõem a seguinte fórmula:

$$f_e = 110/L \text{ [Hz]} \quad [6]$$

onde L = comprimento do vão central em [m] e f_e é frequência fundamental. Mencionam que normalmente, as pontes estaiadas com cabos dispostos em formato de harpa apresentam frequência de flexão maior que as pontes com cabos dispostos em formato radial (ver FIGURA 35 do item V.2.2).

FIGURA 15 – Frequência vertical fundamental das pontes estaiadas em função do comprimento do vão

Fonte: CEB no. 209 – capítulo 3

III.7.4 – RESPOSTA DO CORPO HUMANO À VIBRAÇÃO

A sensibilidade humana à vibração é muito acentuada. O corpo humano pode sentir as vibrações de deslocamentos dinâmicos tão baixos quanto 0,001 mm. De qualquer modo, a reação às vibrações depende muito das circunstâncias. Dentre os parâmetros que afetam a sensibilidade humana, PRETLOVE et al. (in CEB, 1991) mencionam: posição (em pé, sentado, deitado); direção de incidência em relação à coluna vertebral; atividade que a pessoa está desenvolvendo (descansando, caminhando, correndo, realizando ações em conjunto com outras pessoas). Por outro lado, a intensidade de percepção irá depender dos seguintes fatores: amplitude do deslocamento, velocidade e aceleração; tempo de exposição ao evento; frequência de vibração. Mencionam ainda, após a observando trabalho de diversos autores, a percepção de frequências que variam entre 1 e 10 Hz são proporcionais à aceleração (mm/s^2) do deslocamento, e entre 10 e 100 Hz a percepção é proporcional à velocidade (mm/s) do deslocamento. Ainda, apresentam gráficos de aceleração por frequências de vibração e o tempo de tolerância do corpo humano em relação a estas últimas, de acordo com a ISO 2631.

CAPÍTULO IV

ESTUDOS QUE SUGEREM ALTERAÇÕES NOS DOCUMENTOS NORMATIVOS VISANDO EVITAR A DEFICIÊNCIA PREMATURA E O COLAPSO DE PONTES

*“Você adquire força, coragem e confiança através de toda a
experiência em que você realmente pára e
encara o medo de frente...
Você tem de fazer coisas que não pode fazer.”*

Eleonor Roosevelt
(1884-1962),
Primeira Dama dos Estados Unidos.

A análise dinâmica de uma estrutura tem por objetivo determinar deslocamentos (limitações de projeto), velocidades e acelerações (conforto dos usuários), esforços internos, tensões e deformações (fadiga do material que compõe a estrutura) (LAIER, 2000). Assim, a análise permite diagnosticar o estado real de conservação da estrutura (independentemente do aspecto externo), prever seu tempo de vida útil e determinar soluções econômicas de recuperação, de modo a prolongar a durabilidade da obra.

Conforme exposto no Capítulo III, no estudo das estruturas, supõe-se que as cargas móveis sejam aplicadas de maneira que sua intensidade cresça gradualmente de zero até o valor total; no entanto, as cargas móveis reais nas pontes são aplicadas bruscamente. Além disso, a simples consideração de cargas estáticas não corresponderia à realidade em virtude das oscilações provocadas pelos veículos e causadas pelas irregularidades da pista das pontes rodoviárias, etc. A análise desses efeitos deve ser feita pela teoria da Dinâmica das Estruturas e resulta bastante trabalhosa; daí levar-se em conta na prática o efeito dinâmico das cargas móveis de maneira global, dando a elas um acréscimo (por meio de um coeficiente) e considerando-as como se fossem aplicadas estaticamente (EL DEBS & TAKEYA, 1995b).

Vários são os exemplos de pontes estaiadas que tiveram a estrutura seriamente danificada ou colapsaram no passado (TABELA 2), devido à ação da força do vento; uma ação dinâmica até então, não estudada e considerada como a principal causadora de oscilações indesejáveis. Em 1818, seis meses após a inauguração, uma passarela com vão de 80 m, na Escócia, colapsou quando as oscilações induzidas pelo vento romperam os estais que suportavam o tabuleiro. Em 1820, a primeira ponte suspensa construída na Inglaterra, para tráfego rodoviário, com vão de 140 m, foi destruída também devido à ação de ventos muito fortes, após 6 meses de inauguração (PODOLNY JR. & SCALZI, 1976). Já, no século XX, em novembro de 1940, quatro meses após sua inauguração, a ponte suspensa *Tacoma Narrows*, em *Washington* colapsou devido a vibrações do tabuleiro, induzidas por uma forte tempestade de vento. As FIGURAS 16 e 17 ilustram respectivamente a ponte movimentando-se sob a ação do vento e a ponte com o tabuleiro colapsado.

FIGURA 16 – Tacoma Narrows 'galopando' sob a ação do vento

Fonte: <http://www.ketchum.org/bridgecollapse.html>

FIGURA 17 – Tacoma Narrows com o tabuleiro colapsado

Fonte: <http://www.ketchum.org/bridgecollapse.htm>

TABELA 2 – Pontes severamente danificadas ou que colapsaram por causa da ação do vento

Ponte	Local	Vão Central (m)	Data do colapso
Dryburg Abbey	Escócia	80	1818
Union	Inglaterra	140	1821
Nassau	Alemanha	75	1834
Brighton Chain Pier	Inglaterra	78	1836
Montrose	Escócia	132	1838
Menai Straits	Wales	177	1839
Roche-Berand	França	195	1852
Wheeling	Estados Unidos	308	1854
Niagara-Lewiston	Estados Unidos	317	1864
Niagara-Clifton	Estados Unidos	384	1889
Tacoma Narrows	Estados Unidos	853	1940

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 12, página 425

Muitas das pontes, obviamente, não foram destruídas totalmente ou mesmo não sofreram sérios danos estruturais por causa da ação de ventos fortes. Após o histórico de desastres mencionados acima, pode-se citar exemplos de pontes que sofreram necessidade de reforços estruturais ou não, assim que constatadas oscilações indesejáveis no tabuleiro (TABELA 3). A famosa ponte *Golden Gate Bridge*, nos Estados Unidos, com vão central de 1280 m resistiu às oscilações causadas pela tempestade de vento ocorrida em Fevereiro de 1941, com ventos de até 100 Km/h, causando oscilações do tabuleiro de 80 cm. Em 1967, a ponte estaiada *Long's Creek Bridge*, com vão central de 217 m, localizada na cidade de *Fredericton*, em *New Brunswick*, Canadá, esteve sujeita a vibrações causadas também por ventos fortes. Foram observadas oscilações de 0,6 ciclos/s com amplitude de 20 cm ainda que a ponte estivesse fechada para o tráfego devido ao acúmulo de neve sobre o

tabuleiro. Assim, uma réplica da seção transversal do tabuleiro foi construída e testada em um túnel de vento. Após a realização dos reforços estruturais verificou-se o aumento da estabilidade torsional e diminuição da frequência de vibração em 40 % (PODOLNY JR. & SCALZI, 1976). A autora, durante o Doutorado Sanduíche teve a oportunidade de conhecer a *Long's Creek Bridge*, quando da escolha da ponte na qual seria realizado ensaio de vibração forçada para medições com GPS e instrumentos convencionais. Esta ponte não foi escolhida em virtude de o tráfego local ter frequência de tráfego muito baixa, por volta de 1 caminhão a cada 10 minutos.

TABELA 3 – Pontes modernas que apresentaram oscilações indesejáveis por causa da ação de ventos fortes

Ponte	Local	Vão Central (m)	Ano de inauguração
Fykkesund	Noruega	229	1937
Golden Gate	Estados Unidos	1280	1937
Thousand Island	Estados Unidos	244	1938
Deer Isle	Estados Unidos	329	1939
Bronx-Whitestone	Estados Unidos	700	1939
Long's Creek	Canadá	217	1967

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 12, página 433

SUMITRO (2001) menciona que a comunidade de engenheiros do Japão vem mostrando uma particular preocupação em utilizar, otimizar e melhorar sistemas de monitoramento em pontes. Afirma que um monitoramento efetivo e que permita analisar dados coletados em pontes, sugere aos engenheiros tomar as decisões corretas para evitar danos ou mesmo salvar completamente a estrutura de uma ponte. Algumas pontes no Japão, como a *Akashi Kaikyo Bridge* (suspensa) e a *Tatara Bridge* (estaiada) possuem sistema de monitoramento contínuo, incluindo GPS (FIGURAS 18 e 19). Estas pontes e as demais pontes de vão longos tiveram seus projetos desenvolvidos, baseados nos mais recentes estudos que levam em consideração a aerodinâmica da estrutura da ponte, visando fornecer maior resistência às vibrações causadas pelo vento e estabilidade em relação às ações sísmicas. Ainda, tais pontes tiveram protótipo construído em pequena escala e testado em túnel de vento. A *Akashi Kaikyo Bridge*, por exemplo, teve um protótipo de 40 m de comprimento, em escala 1/100 construído e testado em um túnel de vento (OKUKAWA et al. 1999). SUMITRO (2001) menciona que a resposta dinâmica de uma estrutura em relação ao vento e a terremotos está sujeita a fatores naturais imprevisíveis. Assim, um sistema de monitoramento é imprescindível não só para acompanhar em tempo real o comportamento dinâmico das pontes, mas principalmente, para desenvolver projetos e

estabelecer normas técnicas para pontes suspensas e estaiadas a partir dos dados registrados.

FIGURA 18 – Configuração de sensores para monitoramento do comportamento da estrutura da Akashi Kaikyo Bridge

Fonte: SUMITRO (2001), http://www.krcnet.co.jp/papers/pdf/International/UCI2001_sumitro.PDF

FIGURA 19 – Configuração de sensores para monitoramento do comportamento da estrutura da *Tatara Bridge*

Fonte: SUMITRO (2001), http://www.krcnet.co.jp/papers/pdf/International/UCI2001_sumitro.pdf

Nas últimas décadas, as pontes suspensas e estaiadas, por serem estruturas de comportamento não linear e altamente vulnerável as ações do vento, passaram a ser objetos de estudos de diversas associações como a *American Society of Civil Engineers* (ASCE), *American Segmental Bridge Institute* (ASBI) e grupos de pesquisa principalmente do Canadá, Estados Unidos, Inglaterra e Japão. Estes vêm intensificando pesquisas na área de vibração e ondas harmônicas, realizando ensaios com protótipos em túnel de vento e os resultados, então, passam a ser aplicados nos projetos de novas pontes e também dão origem as diretrizes para projetos das mesmas (<http://www.ketchum.org/bridgecollapse.html>;

<http://www.pubs.asce.org/WWWsrchkwx.cgi?Bridges,+cable-stayed>). A *AASHTO Bridge Specification*, por sua vez, ainda não inclui recomendações para projetos de ponte estaiada e pontes suspensas de longos vãos. Porém, hoje, se tem consciência que da mesma forma que estudos de materiais e projetos têm permitido à engenharia construir pontes suspensas e estaiadas com vãos cada vez maiores, também se tem conhecimento da fundamental importância em tornar tais estruturas menos sensíveis a ação de ventos fortes. Da mesma maneira, está se tornando de fundamental importância para a segurança, após a finalização da obra de arte, realizar de forma permanente o monitoramento de seu comportamento dinâmico ao longo de toda a sua vida útil. (PODOLNY JR. & SCALZI, 1976).

No Brasil, embora exista a NBR 9452 – Vistorias de Pontes e Viadutos de Concreto pode-se mencionar problemas ocorridos em diversas obras de arte, como exemplo de falta de manutenção e de cultura de monitoramento periódico. A ponte dos Remédios, por exemplo, que transpõe as pistas da Marginal Tietê. Obra entregue em 1968, em junho de 1997, foi detectada uma fenda de aproximadamente 15 cm (FIGURA 20) que descia sobre um dos apoios do vão central da ponte, local de máximo momento negativo da viga hiperestática (portanto, não era junta de dilatação, como se chegou a noticiar). Ainda, se verificou que das 101 cordoalhas, cerca de 30 estavam praticamente rompidas ou oxidadas. A recuperação teve custo de R\$ 7,2 milhões de reais (<http://www.engbr.com/este/remedios.html>). Valor este, correspondente a mais de um terço do valor estimado para a construção de uma nova ponte (estimado na época em R\$ 24 milhões de reais, fora custo de demolição). Pode-se afirmar que o valor de um monitoramento periódico por inspeção visual ou com instrumentos de medição não alcançaria a cifra de milhões, e ainda tornaria possível detectar o início da deficiência estrutural, e assim, propor soluções menos onerosas.

FIGURA 20 – Vista da fenda do vão central da ponte dos Remédios e detalhe

Fonte: <http://www.engbr.com/este/remedios.html>

Outro exemplo, mas, mais animador que pode ser citado é o viaduto Obirici (FIGURA 21), em Porto Alegre, RS. O viaduto, situado na Avenida Brasiliano de Moraes foi entregue no início de 1975. Em janeiro de 1991 a obra foi vistoriada tecnicamente. Tal procedimento integrava a avaliação das diversas obras de arte de Porto Alegre, fruto do Convênio firmado entre a Prefeitura Municipal e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que tinha como objetivo diagnosticar as condições das obras, e assim, foram adotados critérios priorizando as medidas de recuperação. O relatório oriundo desta vistoria recomendou, face às condições da obra, a realização de prova de carga e análise estrutural completa da obra. Estes procedimentos foram realizados em setembro de 1992. A prova de carga atestou que o viaduto estava em condições de segurança no limite e alguns valores ultrapassavam o prescrito na norma. As obras de recuperação e conservação do Viaduto tiveram seu início em janeiro de 1995. Vistorias preliminares evidenciaram uma acentuada aceleração no processo de degradação da estrutura entre 1991 e 1995. O relatório elaborado pela empresa contratada foi enfático em afirmar: “É necessário que um sistema de vistorias sistemáticas seja efetuado no sentido de manter um cadastro atualizado da obra, evolução de seus problemas existentes e rápida detecção de novas anomalias que porventura venham a se verificar” (http://www.aberre.org.br/ept_case.htm).

FIGURA 21 – Viaduto Obirici antes da recuperação

Fonte: http://www.aberre.org.br/ept_case.html

Nesta última década, o crescente número de registros da necessidade de reparos na estrutura das pontes rodoviárias, antes do previsto em projetos, tem levado órgãos governamentais e institutos de pesquisa, principalmente da América do Norte e Europa, a realizarem investigações sobre as possíveis causas das deficiências nessas pontes. E apontam como um dos principais causadores dessas deficiências, a atual maneira como as cargas dinâmicas são consideradas nos projetos de pontes e concordam sobre a necessidade de reestruturar as normas técnicas para projetos de pontes.

A Prefeitura de São Paulo, por exemplo, através da Secretaria de Infra-Estrutura Urbana, iniciou, em 2002, a recuperação de nove importantes viadutos na cidade: Augusta, Bresser, Café, Conselheiro Carrão, Lapa, Plínio de Queiroz, Pacheco Chaves, Orlando Murgel e a segunda etapa da obra do Elevado do Glicério. Dentre estes viadutos os mais novos foram construídos no final da década de 60, e através das inspeções mensais realizadas pela Secretaria, foram considerados prioritários para execução de obras de recuperação estrutural. No entanto, pode-se afirmar que a cultura de monitoramento para prevenção de colapso ou alteração das condições previstas em normas, das obras de arte, ainda não foi adotada pela comunidade.

O Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes tem um projeto de norma, a DNIT 010/2002, com o título 'Inspeção em Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido', originado da norma DNER-PRO – 123/94. O documento fixa as condições exigíveis para a realização de inspeção em pontes e viadutos de concreto armado e protendido, podendo ser aplicadas em inspeções de pontilhões e bueiros; e também a frequência com que as inspeções devem ser realizadas (Projeto de Norma DNIT 010/2002-PRO).

Nos Estados Unidos, por exemplo, a necessidade de substituição de pontes deficientes (problemas na superestrutura, na infra-estrutura, no aparelho de apoio, etc) tem ocorrido à taxa de 5,6 % ao ano, enquanto que a taxa estabelecida pela *Federal Highway Administration* (FHWA) é de 7,0 %. Das 591.548 estruturas cadastradas no *National Bridge Inventory* (NBI), 473.594 são pontes e 89 % delas estão deficientes estruturalmente. Para identificar as áreas de investigação e tecnologias necessárias para facilitar a redução da deficiência na população de pontes, análises mais detalhadas das deficiências estruturais e de funcionamentos têm sido conduzidas. CHASE et al. (2000) apresentam como uma das conclusões dos estudos realizados junto ao FHWA, a necessidade de se determinar com maior precisão a capacidade de carregamento dinâmico das pontes através de provas de carga.

Um grupo de pesquisadores que compõem o A2C05 – *Committee on Dynamics and Field Testing of Bridges*, através do *Transportation Research Board (TRB)*, estão estudando soluções para problemas relacionados ao comportamento dinâmico das pontes de aço, em curva e com superestrutura em viga I. A concepção estrutural dessas pontes está baseada em estudos conduzidos em meados de 1970. Os estudos do FHWA também se baseiam apenas em ensaios em laboratório. Porém, os incrementos nos projetos e a construção deste tipo particular de ponte, agora, requerem um rigoroso programa de testes para reconciliar a base teórica com a atual resposta estática e a resposta dinâmica na situação sob tráfego normal (A2C05 – *Committee on Dynamic and Field Testing of Bridges*, 2000).

Após o recente retorno do interesse por pontes de madeira nos Estados Unidos, o *The Timber Bridge Initiative*, o *Intermodal Surface Transportation Efficiency Act*, a FHWA e o *Iowa State University*, conseguiram fundos para pesquisas sobre o comportamento dinâmico de pontes em madeira. A exclusão ou a redução do efeito do carregamento dinâmico nos projetos destas pontes tem sido questionada, RITTER et al. (2001).

Diante do exposto acima, pode-se afirmar que a comunidade de engenheiros e pesquisadores, de forma pioneira a comunidade internacional, está se convencendo da necessidade de alterar normas e códigos, na tentativa de melhor caracterizar as cargas móveis no projeto de pontes e de prescrever, por exemplo, monitoração periódica com instrumentos e ou inspeção visual; para identificar as mudanças no comportamento estrutural das obras. O GPS pode ser um instrumento a ser amplamente utilizado, por permitir caracterizar os deslocamentos dinâmicos com precisão de milímetros e ser de rápida e fácil instalação numa obra de arte.

CAPÍTULO V

OBJETOS DE ESTUDO

“Há muitas razões para duvidar e uma só para crer.”

Carlos Drummond de Andrade
(1902-1987), poeta mineiro.

SUMÁRIO DETALHADO

V.1 - PASSARELAS ESTAIADAS DE MADEIRA	49
V.1.1 - HISTÓRIA	50
V.2 - PONTES ESTAIADAS	51
V.2.1 - HISTÓRIA	51
V.2.2 - DESCRIÇÃO DAS PONTES ESTAIADAS	55
V.3 - PONTES SUSPENSAS	59
V.3.1 - HISTÓRIA	59
V.3.2 - DESCRIÇÃO DAS PONTES SUSPENSAS	61

V.1 - PASSARELAS ESTAIADAS DE MADEIRA

A possibilidade de ter realizado ensaios na passarela estaiada de madeira, construída na Escola de Engenharia de São Carlos, tornou necessário o conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de obra.

Segundo GIMSING¹ e TROITSKY² apud PLETZ (2003), a ponte estaiada para pedestres, ou simplesmente passarela estaiada, é aquela cujo tabuleiro pode se apoiar nas torres, nas extremidades do tabuleiro e nos estais (cabos) irradiados das torres, em forma retilínea em direção ao tabuleiro. O sistema estaiado apresenta rigidez pela presença de cabos tensionados fixados nas torres, proporciona fundações mais econômicas, além da racionalidade na distribuição de esforços de tração nos cabos. Este sistema viabiliza a construção de pontes e passarela para grandes vãos, revestindo a construção de elegância e alto valor estético.

As sobrecargas de utilização das passarelas correspondem à ação de pedestres. Segundo PLETZ (2003), constata-se que transeuntes em passarelas, quando se aglomeram a ponto de constituir uma multidão, não chegam a provocar carregamentos tão elevados quanto os observados em estádios, porque a atividade de andar acaba por exigir mais espaço do que o necessário para as pessoas ficarem paradas. Ainda, à medida que a velocidade dos transeuntes se reduz, diminui o espaço ocupado por uma pessoa, aumentando o valor da componente estática da ação dos transeuntes. Por outro lado, quando a velocidade cresce, a componente dinâmica da ação dos pedestres aumenta juntamente com a densidade, isto é, diminuindo a componente estática. É importante ressaltar que a ação dos pedestres sempre foi modelada como vertical; o que de fato não corresponde à realidade, uma vez que existem componentes horizontais, uma longitudinal e outra transversal em relação ao eixo da passarela, observada por vários pesquisadores como FUJINO³ et al. e PAVIC⁴ apud PLETZ (2003).

O vento pode provocar sobre as passarelas, solicitações dinâmicas. E esta é capaz de provocar vibrações na estrutura, e depende de vários fatores, dentre os quais se destacam: geometria da seção transversal da passarela; distribuição de massa; características do vento, especialmente o nível de turbulência.

¹ GIMSING, N.J. (1983). *Cable Supported Bridges*. 1 ed., New York, John Wiley & Sons.

² TROITSKY, M.S. (1998). *Cable-Stayed Bridges*. 2 ed., Oxford, BSP Professional Books.

³ FUJINO et al. (1993). *Synchronization of Human Walking Observed During Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridges*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 22(9), p.741-758

⁴ PAVIC, A. et al. (1999). *Investigation of pedestrian Walking Loads on a Cable Footbridge using modal Testing and FE Model Updating*. Proceedings from XVII IMAC.

V.1.1 – HISTÓRIA

A primeira ponte estaiada foi construída em 1955, em *Stromsund*, na Suécia. A principal razão para este atraso foi o artigo escrito, em 1823, pelo famoso Professor *Navier*, *Memoir on Suspension Bridges*, onde ele condenava as pontes estaiadas porque várias delas foram ao colapso, na Inglaterra, naquela época. Após a II Guerra Mundial, a necessidade de reconstrução da Alemanha a transformou no berço das pontes estaiadas modernas, BILLINGTON & NASMY ⁵apud PLETZ (2003)

As passarelas estaiadas, assim como as passarelas pênséis, são indicadas para vencer grandes vãos. Elas permitem, em relação às passarelas pênséis, maior economia de cabos; maior economia de madeira; melhor comportamento dinâmico; fundações mais simples; maior facilidade construtiva por envolver tabuleiro e torre mais simples. Como exemplos de passarelas estaiadas de madeira podem ser citadas as passarelas suecas de Gudöbroleden (FIGURA 22) e de Järna. A primeira possui vão principal de 35 m, torres metálicas de 21 m de altura. A segunda apresenta 25 m de vão principal, torres com altura de 11,5 m, sendo 6,5 m acima do tabuleiro (ALAR et al., 1999). No Japão, destaca-se uma ponte rodoviária com torres de concreto armado em forma de "A", superestrutura com vigas treliçadas e vão central de 77 m, WESTERN WOOD STRUCTURES, INC (2000).

FIGURA 22 – Passarela de *Gudöbroleden* – Suécia

Fonte: WESTERN WOOD STRUCTURES, INC (2000).

No Brasil, apresenta-se a primeira passarela estaiada de madeira, construída na Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, no ano de 2002 (FIGURA 23), PLETZ (2003).

⁵ BILLINGTON, B.D.; NASMY, A. (1990). *History and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges*. Journal of Structural Engineering, vol.11, no. 10.

FIGURA 23 – Passarela estaiada de madeira na Escola de Engenharia de São Carlos – São Carlos – SP (EESC-USP)

V.2 – PONTES ESTAIADAS

Conforme mencionado, durante o período do Doutorado Sanduíche, a autora teve a oportunidade de realizar ensaio na ponte estaiada, *Hawkshaw Bridge*, em *Nackwic, New Brunswick*, Canadá, o que tornou necessário o conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de obra.

V.2.1 – HISTÓRIA

O conceito e a aplicação prática da construção de pontes estaiadas datam de 1615, quando um engenheiro veneziano, chamando *Faustus Verantius*, construiu uma ponte com diversos estais diagonais em sequência (FIGURA 24). No entanto, o conceito de ponte constituída em tabuleiro suspenso por cabos inclinados é atribuído a *Immanuel Löschner*, um carpinteiro de *Fribourg*, na Suíça, que construiu uma ponte totalmente em madeira (FIGURA 25), com tabuleiro sustentado por cabos presos a torres, em 1784, com vão de 32 m (PODOLNY, JR. & SCALZI, 1976).

FIGURA 24 – Primeira ponte estaiada construída por *Faustus Verantius*, em 1615

Fonte: http://public.srce.hr/zuh/do1874/nv17/nv17_1.htm

FIGURA 25 – Ponte em madeira construída por *Immanuel Löschner*, em 1784

Fonte: http://www.clubi.ie/ccaprani/thesis/csb_history.htm

Ainda, a reconstrução das pontes na Europa, destruídas durante a Segunda Guerra Mundial, deu aos engenheiros a oportunidade de começar a aplicar, então, este novo conceito de pontes. No oeste da Alemanha, por exemplo, aproximadamente 15.000 pontes foram destruídas durante a guerra. O grande impulso para a construção de pontes estaiadas começou em 1950, na própria Alemanha, quando muitas das pontes sobre o *Rhine River* foram substituídas por vários tipos de pontes estaiadas. Os primeiros projetos sobre pontes estaiadas datam de 1784, mas foram protelados pelos engenheiros por causa dos inúmeros colapsos das primeiras pontes. No entanto, como a época pós-guerra exigia economia também nos projetos de pontes, foi então possível aos engenheiros utilizar métodos modernos de análise, de construção e novas composições de materiais, dando assim, início à construção das pontes estaiadas. A primeira ponte estaiada moderna, a *Strömsund Bridge* (FIGURA 26) foi inaugurada na Suécia, em 1955, com vão central de 183 m. É interessante mencionar que esta ponte foi edificada por uma construtora alemã,

Demag, e o seu projeto foi elaborado pelo engenheiro alemão, Prof. *Franz Dischinger*. No entanto, somente em 1821 que o arquiteto Francês, *Poyet*, sugeriu uma ponte suspensa por barras de aço presas em torres altas (FIGURA 27) (PODOLNY, JR. & SCALZI, 1976).

FIGURA 26 – *Stromsund Bridge*, Suécia, inaugurada em 1955

Fonte: <http://www.structurae.net/en/photos/img37.php>

FIGURA 27 – Projeto de ponte estaiada idealizado por Poyet, em 1821

Fonte: TROITSKY (1977), Capítulo 1, página 6

Em um curto espaço de tempo, 1955 a 1974, aproximadamente 60 pontes estaiadas foram construídas para tráfego rodoviário e um terço delas situavam-se na Alemanha. Nos Estados Unidos, a primeira ponte estaiada com a concepção moderna foi construída em 1972, em *Menomonee Falls, Wisconsin*. A ponte que na verdade era uma passarela, possuía 110 m de comprimento e vão central de 66 m. Já, a primeira ponte estaiada rodoviária, a *Sitka Harbor Bridge* (FIGURA 28), foi construída no Alasca, em 1975, com vão central de 137 m. Pelo histórico mencionado acima, pode-se observar que as pontes estaiadas só passaram a serem construídas nos Estados Unidos após quase 20 anos de aplicação deste novo conceito, em países como Alemanha e Suécia. Isto se deve ao fato de que a AASHTO - *Bridge Specifications* não incluía prescrições sobre as pontes estaiadas. Assim,

alguns engenheiros permaneceram à espera de tal oficialização e outros simplesmente não acreditavam na segurança do novo sistema de pontes e não pretendiam gastar tempo em projetos que poderiam nunca ser aprovado pela AASHTO ou mesmo causar catástrofes para a comunidade.

FIGURA 28 – *Sitka Harbor Bridge*, Alasca, inaugurada em 1975

Fonte: http://www.uas.alaska.edu/sitka/Photo_gallery.html

Toda a história mencionada anteriormente, de falhas, estudos, ensaios e realização de projeto de pontes estaiadas, possibilitou destacar algumas vantagens deste método construtivo de ponte, aumentando consideravelmente o número de pontes deste tipo no mundo, cujo número hoje é superior a 600 pontes. As TABELAS 4 e 5 apresentam as pontes estaiadas com os maiores vãos, locais e ano de inauguração (TANG et al., 1999).

TABELA 4 – Pontes estaiadas de maiores vão central

No.	Ponte	Local	Inauguração	Vão central (m)
1	Stromsunde	Suécia	1955	183
2	Bonn-Nord	Alemanha	1967	280
3	Knie	Alemanha	1969	320
4	Neuenkamp	Alemanha	1971	350
5	Hoescht	Alemanha	1972	148
6	Sunshine Skyway	Estados Unidos	1986	366
7	Portsmouth	Estados Unidos	-----	286
8	Annacis Island	Canadá	1986	365
9	ALRT Skytrain	Canadá	1988	340
10	Dame Point	Estados Unidos	1988	396
11	Second Hoogly	Índia	1992	457
12	Yang Pu	China	1993	602
13	Normandy	França	1994	856
14	Tatara	Japão	1998	890

Fonte: TANG et al. (1999) – *Bridge Engineering Handbook*, Capítulo 19, página 19-18

Estão em fase de construção as seguintes pontes estaiadas, apresentadas na Tabela 5, que superarão o recorde de mais longo vão central que hoje pertence à *Tatara Bridge*.

TABELA 5 – Pontes estaiadas de maiores vão central a serem inauguradas

No.	Ponte	Local	Inauguração	Vão central (m)
1	Sutong	China	2008	1088
2	Stonecutters	China	2007	1018

Fonte: <http://www.hut.fi/Units/Departments/R/Bridge/longspan.html> (2004)

V.2.2 – DESCRIÇÃO DAS PONTES ESTAIADAS

A ponte estaiada pode ser definida como uma estrutura composta por uma viga principal sustentada por cabos de aço tensionados, presos no topo de uma ou mais torres, possuindo então, dois ou mais vãos, conforme ilustrado nas FIGURAS 29 e 30.

FIGURA 29 – Exemplos de pontes estaiadas com dois vãos: (a) *Severin Bridge* (Alemanha); (b) *Kniebrücke Bridge* (Alemanha); (c) *Düsseldorf-Okerkassel Bridge* (Alemanha)

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 1, página 2

FIGURA 30 – Exemplos de pontes estaiadas com três vãos: (a) *Duisburg Bridge* (Alemanha); (b) *North Bridge* (Alemanha); (c) *Onomichi Bridge* (Japão)

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 1, página 3

Uma boa comparação para compreender o sistema estrutural das pontes estaiadas é imaginar que os braços do corpo humano constituem o tabuleiro da ponte e a cabeça se transforma na torre, criando dois vãos idênticos em comprimento (os braços) e neste momento, são os músculos que sustentam os braços (FIGURA 31). Com um pedaço de corda, de 1m de comprimento, amarram-se os dois cotovelos e coloca o meio da corda sobre a cabeça. Desta forma, a corda passa a atuar como um cabo estaiado que suporta os cotovelos. Com um segundo pedaço de corda, de 1,5 m de comprimento, amarra-se, então, os dois pulsos. Procedendo-se da mesma forma, colocando esta corda sobre a cabeça, tem-se outro cabo estaiado. A força ou compressão dos dois cabos que sustentam os braços (tabuleiro) é sentida no corpo humano sobre a cabeça, a então, torre da ponte. Desta forma, como os cabos podem ser utilizados como suportes intermediários para as vigas, o conceito de ponte estaiada permite vencer longos vãos. Os cabos são, então, os elementos mais importantes de uma ponte estaiada, pois eles, sob tensão, suportam o peso das vigas e transferem os esforços para o sistema de ancoragem, fixo nas torres, que sofrem compressão. (TANG et al. (1999); <http://www.pbs.org/wgbh/nova/bridge/meetcable.html>)

FIGURA 31 – Conceito de ponte estaiada

Fonte: <http://www.pbs.org/wgbh/nova/bridge/meetcable.html>

Várias são as disposições de cabos mais utilizadas atualmente, como mostra a FIGURA 32. A configuração da disposição dos cabos não influencia no comportamento da ponte, exceto quando o vão a ser vencido é muito longo.

FIGURA 32 – Disposição de cabos nas pontes estaiadas

Fonte: TANG et al. (1999) – *Bridge Engineering Handbook*, Capítulo 19, página 19-4

Os cabos dispostos em formato de harpa oferecem uma aparência leve e delicada porque a disposição paralela dos cabos não muda de acordo com o ângulo de visão do observador. Também, permitem construção imediata da viga porque a ancoragem dos cabos na torre pode ser iniciada sem que esta esteja concluída, uma vez que começam a serem ancorados em alturas mais baixas. A *Hawkshaw Bridge* (FIGURA 33), onde a autora realizou o ensaio é uma ponte estaiada com cabos ancorados em forma de harpa. Já a disposição dos cabos tipo fan (FIGURA 34) é muito usada principalmente para vencer grandes vãos. Na disposição radial (FIGURA 35), por sua vez, todos os cabos são ancorados num mesmo ponto da torre, logo, as torres precisam estar completamente prontas para se dar início ao lançamento das vigas.

FIGURA 33 – *Hawshaw Cable-stayed Bridge, New Brunswick, Canadá*

FIGURA 34 – *Sidney Lanier Bridge em Brunswick, Georgia, USA, com cabos ancorados com disposição tipo fan*

Fonte: <http://www.urbantransport-technology.com/projects/brunswick/>

FIGURA 35 – *Severin Bridge* (Alemanha), ponte estaiada com cabos ancorados em disposição tipo radial

Fonte: <http://www.m-j-s.net/photo/misc1999/1999-01-31070000.html>

V.3 – PONTES SUSPENSAS

Durante o período do Doutorado Sanduíche, a autora também teve acesso aos dados GPS coletados na ponte suspensa *Pierre-Laporte Bridge*, em *Quebec City*, Canadá, o que também tornou necessário o conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de obra.

V.3.1 – HISTÓRIA

As modernas pontes suspensas datam do século XVIII quando se começou a produzir ferro em larga escala. Uma das primeiras pontes construídas, a *Jacobs Creek Bridge*, construída por *James Finley*, nos Estados Unidos em 1801, tinha vão central de 21,3 m (OKUKAWA et al., 1999). A construção da *Clifton Bridge* (FIGURA 36) com vão central de 214 m, a mais antiga ponte suspensa ainda em serviço, teve sua construção iniciada em 1831 e finalizada em 1864, na Inglaterra. O método de construção usando cabos paralelos enfileirados foi concebido por *Roebbing* durante a construção da *Niagara Falls Bridge*, concluída em 1855, com vão central de 246 m. A concepção de *Roebbing* foi firmada com a finalização da *Brooklyn Bridge*, em 1883, com vão central de 486 m, onde cabos de aço foram utilizados de forma pioneira. A primeira ponte, com vão central de comprimento maior que 1000 m, a *George Washington Bridge*, foi inaugurada em Nova Iorque em 1931, com vão central de 1067 m de comprimento (OKUKAWA et al., 1999).

FIGURA 36 – *Clifton Bridge*, Inglaterra, inaugurada em 1864

<http://www.bardaglea.org.uk/bridges/bridge-types/images/cliftonbridgefromdowns.jpg>

A TABELA 6 apresenta as pontes estaiadas com os maiores vãos.

TABELA 6 – Pontes suspensas de maiores vão central

No.	Ponte	Local	Inauguração	Vão central (m)
1	Akashi Kaikyo	Japão	1998	1991
2	Great Belt East	Alemanha	1998	1624
3	Humber	Inglaterra	1981	1410
4	Jing Yin Yangtze River	China	1999	1385
5	Tsing Ma	China	1997	1377
6	Verrazano Narrows	Estados Unidos	1964	1298,5
7	Golden Gate	Estados Unidos	1937	1280
8	Höga Kusten	Suécia	1997	1210
9	Mackinac Straits	Estados Unidos	1957	1158
10	Minami Bisan-Seto	Japão	1988	1100
11	Ratih sultan Mehmet	Turquia	1988	1090
12	Bosphorus	Turquia	1973	1074
13	George Washington	Estados Unidos	1931	1066
14	3 rd Kurushima Kaikyo	Japão	1999	1030
15	2 nd Kurushima Kaikyo	Japão	1999	1020
16	25 de Abril	Portugal	1966	1012,9
17	Forth Road	Inglaterra	1964	1005,8
18	Kita Bisan-Seto	Japão	1988	990
19	Severn	Inglaterra	1966	987,6
20	Shimotsui-Seto	Japão	1988	940
21	Xi Ling Yangtze River	China	1997	900
22	Hu Men Zhu Jiang	China	1997	888
23	Ohnaruto	Japão	1985	876
24	Second Tacoma Narrows	Estados Unidos	1950	853,4
25	Askoy	Noruega	1992	850
26	Innoshima	Japão	1983	770
27	Akinada	Japão	2000	750
28	Hakucho	Japão	1998	720
29	Angostura	Venezuela	1967	712
30	Kanmon	Japão	1973	712

Fonte: OKUKAWA et al. (1999)

V.3.2 – DESCRIÇÃO DAS PONTES SUSPENSAS

A ponte suspensa, confirmando o nome, suspende a rodovia e ou ferrovia por meio de cabos principais que se estendem de um extremo a outro da ponte. Estes cabos se apóiam no topo das torres e têm as extremidades presas por um sistema de ancoragem. Estas torres permitem aos cabos principais se estenderem por longas distâncias. A maior parte do peso do tabuleiro da ponte é transmitida, então, pelos cabos principais para os sistemas de ancoragem que são fixados normalmente, em rochas ou blocos de concreto.

Uma boa comparação para compreender o sistema estrutural das pontes suspensas é passar um fio ao redor da parte superior de dois livros de tamanhos similares e dispostos em posição vertical sobre uma mesa, a uma determinada distância um do outro (FIGURA 37). Em seguida, prende-se um terceiro pedaço de fio ligando os dois fios passados anteriormente ao redor de cada livro. Se este fio for pressionado ao meio, os dois livros irão cair um em direção ao outro. No entanto, são colocados, por exemplo, livros deitados sobre a mesa, a alguns centímetros de cada um dos livros dispostos em posição vertical. Ao fio envolto na parte superior destes livros é amarrado outro fio cuja extremidade é colocada sob os livros deitados. Agora, uma pressão no meio do fio que liga o topo dos dois livros verticais (no meio do vão central) não desestabilizará os livros, correspondendo, então, as torres da ponte. E isto ocorre porque a pilha de livros funciona como o sistema de ancoragem dos cabos principais de uma ponte suspensa (OKUKAWA, et al. 1999); <http://www.pbs.org/wgbh/nova/bridge/meetsusp.html>.

FIGURA 37 – Ilustração do sistema estrutural de uma ponte suspensa

Fonte: <http://www.pbs.org/wgbh/nova/bridge/meetsusp.html>

A FIGURA 38, então, ilustra como atuam os principais componentes de uma ponte suspensa.

FIGURA 38 – Ilustração do sistema estrutural de uma ponte suspensa

Fonte: <http://science.howstuffworks.com/bridge4.htm>

A FIGURA 39 ilustra os tipos de ponte suspensa, em relação ao número de vãos, que são classificadas em um, dois ou três vãos com duas torres e as pontes de múltiplos vãos com três ou mais torres. As pontes suspensas de três vãos são as mais comuns e precisam necessariamente de, no mínimo, duas torres e quatro sistemas de ancoragens, ao contrário das pontes estaiadas, que podem ser construídas a partir de uma só torre.

FIGURA 39 – Tipos de pontes suspensa em relação ao número de vãos

Fonte: OKUKAWA et al. (1999)

CAPÍTULO VI

FERRAMENTAS NA PESQUISA

“A simplicidade é o que há de mais difícil no mundo: é o último resultado da experiência, a derradeira força do gênio.”

G. Sand, poeta francês, (1804-1876).

SUMÁRIO DETALHADO

VI.1 - MÉTODO DE COLETA E ANÁLISE DE DADOS GPS	64
VI.1.1 - BASE TEÓRICA DO MÉTODO UTILIZADO	64
VI.1.2 - UTILIZAÇÃO DOS DADOS GPS PELO MÉTODO	66
VI.1.2.1 - DESCRIÇÃO DOS ERROS ENVOLVIDOS NAS DETERMINAÇÕES GPS	71
VI.1.2.1.1 - ERROS RELACIONADOS COM OS SATÉLITES	71
VI.1.2.1.2 - ERROS RELACIONADOS COM O MEIO DE PROPAGAÇÃO DO SINAL	72
VI.1.2.1.3 - ERROS RELACIONADOS COM O RECEPTOR	72
VI.1.3 - PROCESSAMENTO DOS DADOS GPS	74
VI.1.4 - GEOMETRIA DA CONSTELAÇÃO DOS SATÉLITES	76
VI.1.5 - PRINCIPAIS VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO	77
VI.2 - ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS	79
VI.2.1 - ETAPAS DE ANÁLISE DINÂMICA	79
VI.2.2 - OBJETIVOS DA ANÁLISE DINÂMICA	80
VI.3 - TEORIA DAS VIBRAÇÕES NAS ESTRUTURAS	80
VI.3.1 - DEFINIÇÕES	80
VI.3.2 - SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE	82
VI.3.3 - SISTEMAS COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE	83
VI.3.4 - SISTEMAS COM N GRAUS DE LIBERDADE	84
VI.3.5 - FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	84
VI.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTABILIDADE DE PONTES ESTAIADAS E SUSPENSAS	87
VI.5 - DESLOCAMENTOS LIMITES	91
VI.6 - ANÁLISE ESPECTRAL	91
VI.7 - ANTENAS GPS E SUAS PROPRIEDADES	98
VI.7.1 - ANTENAS GPS	99

Neste capítulo estão apresentadas as ferramentas e conceitos teóricos que foram necessários para a realização das análises dos dados obtidos em ensaios realizados com receptores GPS e com equipamentos convencionais, em estruturas, que no presente trabalho correspondem a uma passarela de madeira estaiada, uma ponte estaiada e uma ponte suspensa.

VI.1 – MÉTODO DE COLETA E ANÁLISE DE DADOS GPS

VI.1.1 – BASE TEÓRICA DO MÉTODO UTILIZADO

O método utilizado nesta pesquisa (SCHAAL et al., 2001) utiliza-se dos dados GPS apoiando-se no princípio do interferômetro de fase (do inglês, a palavra *interferometry*: *interfere* + *measure* = *interfer-o-metry*). Assim, a interferometria é o uso do fenômeno da interferência em sinais, para efetuar, por exemplo, medidas de distância através da mudança de fase provocada em um dos sinais. Na FIGURA 40, um feixe de luz incidente sobre um espelho se divide em dois outros feixes perpendiculares entre si. Parte do feixe de luz é refletida e parte atravessa para outro meio. Esta porção bate em um espelho prateado e é refletida. Por outro lado, a outra porção bate num outro espelho, que pode ser movimentado e também é refletida. Neste caso os feixes caminham à mesma distância e a fonte de luz reconstituída pode ser vista refletida na tela (HOLMES, 1998).

FIGURA 40 – Esquema de um interferômetro (Michelson Interferometer)

No caso de o espelho móvel ser deslocado de uma distância ΔS de sua posição original, o feixe de luz azul percorrerá uma distância maior que o feixe vermelho, causando um diferente padrão de interferência, que pode ser visto na tela (FIGURA 41).

FIGURA 41 – Esquema de um interferômetro com deslocamento de um dos espelhos

Considerando o feixe de luz como a onda eletro magnética emitida pela antena de um satélite GPS e os espelhos com as antenas GPS (FIGURA 42), movimentos senoidais ($E = E_0 \cdot \text{seno}(\theta)$, onde θ é o ângulo de fase da onda), verticais ou horizontais sofridos pela antena móvel provocarão alteração na fase do sinal coletado pelo receptor ligado a esta antena. Isto altera as relações de fase entre o sinal GPS captado pelas duas antenas (estática e móvel), uma vez que, o comprimento do caminho percorrido não é mais o mesmo. E esta mudança de fase, causada então, pelos movimentos sofridos pela antena podem ter sua amplitude e frequência calculadas. A antena móvel, por exemplo, pode estar fixada em uma estrutura sob ação de carga dinâmica.

FIGURA 42 – Relação do princípio do interferômetro de fase com os sinais e antenas GPS

Na FIGURA 43 ilustra-se uma antena GPS fixada no vão central de uma ponte suspensa, sob oscilação dinâmica. A frequência e a amplitude de oscilação do vão central podem ser determinadas a partir da análise dos sinais GPS coletados.

FIGURA 43 – Antena GPS móvel sob oscilações do vão central de uma ponte

VI.1.2 – UTILIZAÇÃO DOS DADOS GPS PELO MÉTODO

O sistema NAVSTAR/GPS, desenvolvido pelo Departamento de Defesa (DoD) dos EUA com o objetivo de atender todas as necessidades de navegação aérea, marítima e terrestre de suas forças armadas, está baseado em 24 satélites orbitando a 20.200 km da superfície terrestre. Cada satélite GPS transmite dois sinais com frequências distintas, L_1 , com frequência de 1575,42 MHz e comprimento de onda λ_1 de 19 cm e L_2 com frequência de 1227,60 MHz e comprimento de onda λ_2 de 24 cm, derivadas de uma frequência fundamental $f_0 = 10,23$ MHz (frequência de onda senoidal gerada pelos relógios dos satélites com estabilidade da ordem de uma parte em 10^{13} , no decorrer de um dia (LEICK, 1995)). As informações temporais são transmitidas na taxa de 1Mb/s (Código C/A) e 10 Mb/s (Código P). A sociedade civil só tem acesso direto ao código C/A.

Em 1972, pesquisadores do MIT verificaram que seria possível usar os dados transmitidos nas ondas portadoras dos sinais GPS para obter a distância entre dois pontos, não muito distantes, com uma precisão milimétrica. Este processo, no entanto, não é possível com um único receptor e não se obtém de forma direta com as informações transmitidas pelos satélites. Assim, este não é um método que fornece diretamente a posição em tempo real (HOFFMAN-WELLENHOF, 2004)).

A obtenção da distância requer uma série de procedimentos matemáticos e estatísticos com os dados das ondas coletados por cada receptor, a fim de que os erros de sincronização entre os relógios do satélite e do receptor e erros sistemáticos do sistema originais sejam cancelados ou minimizados a quantidades negligenciáveis e com isso, seja possível alcançar um nível de precisão de centímetros a milímetros. Caso a propagação dos sinais GPS ocorresse no vácuo, não existiriam os erros mencionados acima e o tempo de percurso seria determinado de forma exata. Logo, a distância seria medida diretamente. Geralmente, esta distância, então, denomina-se pseudodistância⁶ por diferir da distância verdadeira entre receptor e satélite.

Para maior clareza do método testado neste trabalho, detalha-se a seguir o método clássico de determinação da distância vetorial de um ponto a outro ponto, por meio da portadora dos sinais L_1 , sendo denominado Método da Dupla Diferença de Fase – MDDF (SEEBER, 1993); LEICK, 1995; 2004; WELLS et al., (1986).

⁶ Pseudodistância: termo que provém de *pseudorange* (inglês) e significa a distância satélite-receptor afetada por efeitos ou erros sistemáticos (SEEBER, 1993).

O espaço entre o satélite e o observador (receptor GPS), em termos de ondas da portadora L_1 , pode ser expresso pela eq.[7], de acordo com o modelo de LEICK (2004):

$$\varphi_{k,1}^p(t_k) = \frac{f_1}{c} \rho_k^p(t^p) + N_k^p(1) - f_1 dt_k + f_1 \overline{dt^p} + I_{k,1,\varphi}^p(t_k) + \frac{f_1}{c} T_k^p(t_k) + \delta_{k,1,\varphi}^p(t_k) + \varepsilon_{1,\varphi} \dots [7]$$

f_1 : frequência L_1 do sinal, em Hz;

c : velocidade da luz, em m/s;

$\rho_k^p(t^p)$: distância topocêntrica do satélite ao receptor, em metros;

$N_k^p(1)$: valor inicial do contador em ciclos no receptor, em ciclos;

dt_k : desvio do relógio do receptor GPS e não depende do satélite que está sendo observado;

$\overline{dt^p}$: desvio do relógio do satélite, em segundo;

T_k^p : variação da portadora L_1 ao atravessar a Troposfera, em ciclos;

$I_{k,1,\varphi}^p$: variação da portadora L_1 ao atravessar a Ionosfera, em ciclos;

$\varepsilon_{1,\varphi}$: desvio aleatório da medida de fase da portadora L_1 , em ciclos;

$\delta_{k,1,\varphi}^p$: retardo da fase da portadora L_1 devido ao equipamento e multicaminhamento (item VI.1.2.1.2), sendo:

$$\delta_{k,1,\varphi}^p(t_k) = d_{k,1,\varphi}(t_k) + d_{k,1,\varphi}^p(t_k) + d_{1,\varphi}^p(t_k) \quad [8]$$

Onde:

$d_{k,1,\varphi}$: retardo da fase devido ao equipamento que constitui o receptor, em ciclos;

$d_{k,1,\varphi}^p$: desvio da fase devido ao multicaminhamento, em ciclos (item VI.1.2.1.2);

$d_{1,\varphi}^p$: retardo da fase devido ao equipamento que constitui o satélite, em ciclos;

Como o comprimento de onda da portadora L_1 pode ser expresso pela eq.[9], a sua equação de fase pode ser expressa em unidade de comprimento, ao invés de ciclos.

$$\lambda_1 = \frac{c}{f_1} \quad [9]$$

A análise da eq.[7] mostra que é impossível utilizar diretamente os valores registrados da fase da portadora, em virtude do grande número de variáveis envolvidas, ou seja,

utilizando-se somente os valores da fase da portadora não é possível determinar as coordenadas absolutas de um ponto. No entanto, conforme mencionado, a fase da portadora pode ser usada na determinação das coordenadas relativas de um ponto, mediante a combinação linear dos valores de dois receptores. Um deles sempre deve estar estacionado em ponto de coordenadas conhecidas e o outro receptor, no modo estático de coleta, deve ser estacionado no ponto de coordenadas a determinar.

Na eq.[10], apresenta-se a combinação linear conhecida como dupla diferença de fase (FIGURA 44), entre os dados da portadora coletados de dois satélites p e q , por dois receptores k e m , num determinado instante de tempo.

FIGURA 44 – Representação da dupla diferença de fase

Fonte: LEICK (1995), Capítulo 8, p. 248

$$\varphi_{k,m,1}^{pq}(t_k) = \frac{f}{c} \rho_{km}^{pq}(t^p) + N_{km,1}^{pq}(1) + I_{km,1,\varphi}^{pq}(t) + \frac{f}{c} T_{km}^{pq}(t) + d_{km,1,\varphi}^{pq}(t_k) + \varepsilon_{km,1,\varphi}^{pq} \quad [10]$$

Onde:

$\rho_{km}^{pq}(t^p) = \rho_{km}^p(t^p) - \rho_{km}^q(t^p)$: termos que envolvem as velocidades topocêntricas entre os satélites e os receptores, multiplicadas pelos erros dos relógios. Considerando-se a proximidade entre os receptores, pode-se afirmar que as velocidades topocêntricas, para um mesmo satélite, são praticamente iguais;

$N_{km}^{pq}(1) = N_{km}^p(1) - \rho_{km}^q(1)$: ambigüidade inicial da dupla diferença de fase, corresponde a um número inteiro; por se tratar da diferença de quatro valores inteiros não conhecidos, é também uma incógnita a ser determinada, junto com as diferenças de coordenadas do ponto desconhecido em relação ao ponto conhecido;

$I_{km,\varphi}^{pq}(1) = I_{km,\varphi}^p(t) - I_{km,\varphi}^q(t)$: efeitos da propagação na ionosfera;

$T_{km}^{pq}(1) = T_{km}^p(t) - T_{km}^q(t)$: efeitos da propagação na Troposfera;

$d_{km,\varphi}^{pq}(t) = d_{km,\varphi}^p(t) - d_{km,\varphi}^q(t)$: efeitos devido ao multicaminhamento dos sinais;

$\varepsilon_{km,\varphi}^{pq} = \varepsilon_{km,\varphi}^p - \varepsilon_{km,\varphi}^q$: erros aleatórios da medida da fase, que depende da qualidade do receptor e da elevação do satélite acima da linha do horizonte.

Quando a linha base observada (distância entre dois pontos observados com receptores GPS) é curta (distância menor que 10 km), os erros devido à órbita dos satélites, erros devido ao atraso ionosférico ($I_{km,\varphi}^{pq}$) e troposférico (T_{km}^{pq}) podem ser removidos ou reduzidos totalmente, devido à similaridade das condições observadas nos dois pontos. Por outro lado, erros devido ao multicaminhamento, erros devido à variação do centro de fase da antena e devido à criação da imagem da antena (item VI.1.2.1.3) (TRANQUILA, 1986), perdas de ciclo e outros erros aleatórios, não são removidos. E é possível ter acesso ao valor correspondente a estes erros remanescentes através dos resíduos da dupla diferença de fase, valores estes, obtidos do ajustamento das observações por mínimos quadrados. Esse método consiste em aceitar como melhor estimativa das observações redundantes o valor que torne mínima a soma dos quadrados dos resíduos. Reescrevendo a eq.[10] na forma matricial tem-se:

$$\nabla \Delta \Phi = D \cdot \Phi \quad [11]$$

Onde:

∇ : operador que representa a diferença entre os satélites p e q ;

Δ : operador que representa a diferença entre os receptores k e m ;

Φ : combinação linear da fase da portadora;

D : corresponde ao operador matricial da dupla diferença de fase. A dimensão da matriz é dada por $[(R-1) \cdot (S-1), R \cdot S]$, onde R é o número de receptores e S o número de satélites.

Apresenta-se a eq.[12]:

$$D \cdot \overset{o}{V} + D \cdot V = D \cdot A \cdot \delta_x \quad [12]$$

Ou

$$\overset{o}{V}' + V' = A' \cdot \delta_x \quad [13]$$

Onde:

$\overset{o}{V}' = D \cdot \overset{o}{V}$: vetor da dupla diferença de fase;

$V' = D \cdot V$: vetor dos resíduos da dupla diferença de fase;

$A' = D \cdot A$: formato da matriz da dupla diferença de fase.

O vetor dos resíduos pode ser escrito em função do vetor da linha base ajustado subtraindo-se o vetor da linha base bruta (sem ajustamento):

$$V' = L_a - L_b \quad [14]$$

Onde:

V : Vetor dos resíduos, ou seja, diferença entre os valores ajustados e os valores brutos;

L_a : Vetor das componentes das linhas bases ajustadas;

L_b : Vetor das componentes das linhas bases processadas a partir de observações GPS.

Após a explicação da base teórica do método (item VI.1.1) e da combinação linear para processamento dos dados GPS coletados, pode-se compreender porque o método utilizado, que envolve apenas dos sinais da portadora L_1 , permite a caracterização de oscilações aplicadas na antena móvel. Como as alterações na fase devido às vibrações são registradas apenas pelo receptor conectado a antena móvel, na dupla diferença de fase estas perturbações ou 'erros' não são cancelados, pois não são comuns às duas estações.

Assim, as perturbações de fase, devido às oscilações da antena, fazem parte dos resíduos das observações e podem ser detectadas através de análise espectral, principalmente, devido ao fato de que cada um dos componentes dos resíduos apresenta diferente comportamento temporal. As fases dos ruídos do receptor e da atmosfera são caracterizadas por um comportamento aleatório que muda rapidamente. O multicaminhamento, usualmente, é uma função de comportamento não periódico e frequências muito baixas (DODSON et al., 2001). A contribuição da variação do centro da antena é praticamente desprezível em coletas de curta duração e quanto se utilizam duas antenas idênticas (KUNYSZ, 2003). A contribuição devido ao movimento da antena depende da oscilação da estrutura, ou seja, da amplitude, da frequência e direção do deslocamento em relação aos satélites. E como grandes estruturas apresentam movimento quase senoidal sob carregamento dinâmico, isto refletirá em uma variação semelhante na amplitude dos resíduos.

VI.1.2.1 – DESCRIÇÃO DOS ERROS ENVOLVIDOS NAS DETERMINAÇÕES GPS

A precisão obtida nos posicionamentos com o GPS depende da minimização ou da eliminação de erros sistemáticos e dos ruídos que afetam as medidas de pseudodistâncias baseadas na medida da fase do código e da fase da portadora. As fontes de erros podem ser classificadas em três grupos, conforme HOFMANN-WELLENHOF et al., (2001): erros relacionados com os satélites, erros relacionados com o meio de propagação do sinal e erros relacionados com o receptor. Anteriormente a apresentação destes erros, descreve-se abaixo alguns fenômenos que ocorrem com a frente de onda emitida pela antena dos satélites, até ser captada pela antena do receptor:

- **Difração:** interferência entre várias ondas. A interferência pode ser causada por diferenças de fases entre as ondas, causadas por diferenças no ambiente dos caminhos que elas percorrem.
- **Refração:** fenômeno que modifica a forma ou a direção de uma onda que, passando através de uma interface que separa dois meios, tem, em cada um deles, diferente velocidade de propagação. A refração não provoca mudança na fase do sinal.
- **Reflexão:** fenômeno que ocorre quando a luz ou qualquer outra onda, ao incidir numa superfície, segue uma regra simples, conhecida como lei de reflexão, segundo a qual o ângulo de incidência é igual ao de reflexão. Isto ocorre porque a onda incide em superfície de dimensões bem maiores do que o seu comprimento de onda.
- **Batimento de onda:** fenômeno que acontece quando existe uma superposição entre duas fontes emissoras de ondas, que produzem outras ondas com a mesma direção, amplitude e frequências próximas. Pelo fato das frequências diferirem uma da outra, haverá momentos de interferência construtiva, onde a amplitude resultante será grande e momentos de interferência destrutiva, acarretando uma amplitude menor.

VI.1.2.1.1 - ERROS RELACIONADOS COM OS SATÉLITES

- **Erros dos relógios do satélite:** os erros dos relógios do satélite referem-se ao não-sincronismo dos relógios dos satélites com o sistema de tempo GPS, em que a diferença pode ser, no máximo, de 1 milissegundo (LEICK, 2004).
- **Erro orbital:** o erro orbital ou erro de efemérides compreende as discrepâncias entre a órbita verdadeira dos satélites e as efemérides transmitidas em tempo real nas

mensagens de dados de navegação, que se propagam para a posição do usuário (LEICK, 2004).

VI.1.2.1.2 - ERROS RELACIONADOS COM O MEIO DE PROPAGAÇÃO DO SINAL

A determinação de distâncias com a utilização de ondas eletromagnéticas implica no estudo das influências do meio em que elas se propagam. O meio de propagação do sinal eletromagnético GPS compreende a troposfera e a ionosfera, camadas da atmosfera com características diferentes.

- **Erro devido à refração ionosférica:** a refração ionosférica causa alteração da velocidade de propagação dos sinais GPS acompanhada de uma curvatura de irradiação do sinal. As medidas de código são retardadas, acarretando pseudodistâncias maiores que as distâncias geométricas, e as medidas de fase da portadora são adiantadas, acarretando pseudodistâncias maiores que as distâncias geométricas (LEICK, 1995).
- **Erro devido à refração troposférica:** a refração troposférica afeta a modulação do código e da fase da portadora com a mesma intensidade, causando diminuição da velocidade de propagação dos sinais GPS. Com isso, as pseudodistâncias obtidas são maiores que as distâncias geométricas. Conforme LEICK (1995), as pseudodistâncias sofrem acréscimos que variam aproximadamente com a cossecante do ângulo de elevação do satélite, podendo alcançar um erro de até 28 m com um ângulo de elevação de 5°. Como a refração troposférica não depende da frequência, ela não pode ser eliminada com observações de dupla frequência, mas reduzida com a introdução de modelos matemáticos no processamento dos dados GPS (LEICK, 1995) e com observações de satélites com ângulo de elevações superiores a 10°.

VI.1.2.1.3 - ERROS RELACIONADOS COM O RECEPTOR

- **Erro do relógio dos receptores:** o erro do relógio dos receptores provém da deriva (marcha) dos osciladores internos desses relógios, que diferem do tempo GPS. Estes erros são eliminados no processamento da dupla diferença de fase (LEICK, 2004) (item VI.1.2).
- **Erro de variação do centro de fase da antena:** o erro de variação do centro de fase da antena é proveniente da não coincidência do centro de fase geométrico das antenas GPS com o centro de fase eletrônico das mesmas, de forma que não possuem relação

com o multicaminhamento (TRANQUILLA, 1986). A distância entre o centro eletrônico e o centro geométrico pode variar da ordem de milímetros a centímetros nas antenas empregadas em levantamentos geodésicos, e por isso não pode ser desconsiderada em aplicações de precisão (WANNINGER⁷, 2000 apud FREIBERGER JUNIOR (2000)).

- **Imagem da antena:** este fenômeno ocorre quando a mudança do modelo de fase da antena é causada por algum tipo de material condutor, muito próximo da antena GPS. A imagem da antena, que tem a forma de metade de uma antena 'groundplane' (item VI.7.1), criada por correntes de indução geradas pelo material condutor, tem seu efeito diminuído quando aumenta a distância entre a antena e este material. Neste momento, não ocorre ou se atenua a indução magnética entre a antena e o material condutor (TRANQUILLA, 1986).
- **Erro devido ao multicaminhamento:** o multicaminhamento é o fenômeno pelo qual o sinal que chega à antena do receptor GPS é resultado não só do sinal vindo diretamente do satélite, mas também de sinais secundários, provenientes da reflexão do sinal direto em objetos mais ou menos próximos da antena ou da linha entre o receptor e o satélite. Estes sinais, provenientes da reflexão, podem não ser decodificados ou compreendidos pelo receptor. A diferença de fase entre o sinal vindo diretamente do satélite e o sinal proveniente da reflexão é dada por (TRANQUILLA, 1986):

$$\Phi = \beta \cdot \Delta d \quad .[17]$$

Onde:

$\beta = 2\pi/\lambda$: constante de propagação da onda (em radianos/metro) e

Δd : comprimento dos diferentes caminhos.

O multicaminhamento causa erros nas medidas de pseudodistância e de fase das ondas portadoras, dependendo da geometria do cenário envolvendo as antenas, os satélites, os objetos refletoras e da natureza do material reflexivo. E não depende do comprimento da linha base (GEORGIADOU⁸ et al., 1998 apud FREIBERGER JUNIOR (2000)). Por todos os fatores mencionados, o multicaminhamento é representado por uma função de comportamento não periódico, frequências muito baixas, período longo, de 5 a 10 minutos de duração e que depende diretamente dos ambientes ao quais as antenas são expostas (TRANQUILLA,

⁷ WANNINGER, L. (2000). Präzises Positionierung in regionalen GPSReferenzstationsnetzen. München, 2000. 68 f. Dissertation – Deutsche Geodätische Kommission, Bayerischen Akademie der Wissenschaften.

⁸ GEORGIADOU, Y.; KLEUSBERG, A. (1988). On Carrier Signal Multipath Effects in Relative GPS positioning. Manuscripta Geodaetica. Vol. 13, pp. 172-179.

1986). A FIGURA 45 ilustra exemplos de reflexão simples e múltipla de sinais GPS causando multicaminhamento, e a FIGURA 46 ilustra a presença do multicaminhamento, com longo período, nos resíduos de dados GPS.

Os efeitos do multicaminhamento e da formação da imagem da antena podem ser atenuados pela utilização de antenas especiais (item VI.1.7), principalmente quando se requer alta precisão nas medidas, quando se tem necessidade de observar satélites próximos da linha do horizonte e quando há necessidade de se fixar antenas em ambientes ruidosos, com materiais reflexivos e próximos de objetos de metal (TRANQUILLA, 1986).

FIGURA 45 – Reflexão de sinais: a) Simples; b) Múltipla

FIGURA 46 – Ilustração do período lento de multicaminhamento em comparação com período de outros movimentos oscilatórios da antena móvel

VI.1.3 – PROCESSAMENTO DOS DADOS GPS

Os dados GPS, coletados nos experimentos realizados, foram processados no programa OMNI (NGS- National Geodetic Survey), disponível de forma gratuita. Dentre outros programas de processamento testados, como GPPS (Ashtech), Leica, Processor (Novatel), TRIMBLE Software, o OMNI é o único que permite processar dados de apenas dois satélites,

escolher o satélite a ser utilizado como referência, visualizar os gráficos dos resíduos da dupla diferença de fase e também exportar os valores para utilização em outro programa. No entanto, apresenta a limitação de processar dados com taxa máxima de coleta de 5 Hz. Os resíduos, então, foram submetidos à análise espectral e filtragem através de programa elaborado no Mathcad Professional, versão 2001. No ANEXO A se encontra impressão de exemplo de programa elaborado, onde se aplica, então, a FFT nos resíduos e analisa-se o espectro.

Para a realização do processamento no OMNI, uma das opções é fornecer os dados GPS coletados no formato de arquivos RINEX, de observação e navegação. Descrição detalhada destes dois tipos de arquivos pode ser vista no endereço eletrônico do NGS, <http://www.ngs.noaa.gov/CORS/instructions2/>. No ANEXO B, apresenta-se exemplos e descrições do conteúdo destes arquivos.

O programa de processamento Pinnacle, da Topcon-Javad, também permite escolher o satélite a ser tomado como referência no processamento e gera os arquivos dos resíduos da dupla diferença de fase. No entanto, o programa processa, exclusivamente, dados GPS coletados com receptores Topcon-Javad. Os receptores utilizados coletavam dados com taxa de 20 Hz.

Ressalta-se que o método testado, teoricamente, necessita de apenas dois satélites, um com elevação próxima ao zênite e o outro próximo à linha do horizonte. No entanto, da experiência de processamentos de dados, a autora afirma que nem sempre o satélite mais baixo, quando tomado como referência no processamento, resulta em valores admissíveis quanto à amplitude dos resíduos da dupla diferença de fase. Quando o sinal do satélite mais baixo estiver sob alta influência do fenômeno do multicaminhamento e reflexões, os resíduos da dupla diferença de fase do satélite de medida, neste caso, o satélite com maior elevação, se apresentaram com valores absurdos (de centímetros a metros). Desta forma, torna-se necessário realizar o processamento com outro satélite baixo como referência. Ainda, da experiência dos processamentos realizados, em diversos ambientes (altamente ruidosos ou não), com a utilização de antenas específicas para redução de interferência nos sinais ou não (item VI.7), tomando-se como referência satélite baixos, com elevação entre 7° e 18°, nem sempre o satélite com elevação de 18° permitirá aos demais satélites produzirem resíduos da ordem de milímetros, bem como nem sempre, o satélite com elevação de 7° resultará em valores de resíduos altamente distorcidos para os outros satélites. O mesmo pode ocorrer para qualquer outro satélite entre 7° e 18°, quando tomado como referência. Logo, conclui-se que não há uma regra para escolher o satélite

com menor elevação e que não venha a causar problemas quando do processamento dos dados. Situações semelhantes foram observadas quando da escolha do satélite mais alto como referência, o qual, de acordo com a literatura, deveria produzir valores de resíduos da ordem de poucos milímetros para os demais satélites. Porém, em vários casos, o segundo ou terceiro satélites mais altos, (entre 70° e 80°) permitiram aos outros satélites apresentarem valores de resíduos milimétricos.

VI.1.4 – GEOMETRIA DA CONSTELAÇÃO DOS SATÉLITES

O método utilizado, baseado no princípio do interferômetro de fase, requer apenas a coleta de dados de dois satélites, com ângulo de fase próximo de 90°. 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 47). No processamento da dupla diferença de fase, o satélite mais baixo é considerado como o satélite de referência, permitindo, então, obter o vetor dos resíduos do satélite mais alto, denominado aqui de 'satélite de medida'. Com esta configuração, haverá uma grande contribuição no resíduo, devido às alterações de fase, do sinal do satélite próximo ao zênite, em relação ao satélite próximo ao horizonte, o qual praticamente não detecta o movimento da antena.

FIGURA 47 – Configuração dos satélites do espaço em relação a uma antena GPS sujeita a deslocamentos verticais

Analogamente, quando se deseja caracterizar deslocamentos horizontais, o satélite mais alto é considerado como referência, permitindo obter o vetor dos resíduos do satélite mais baixo, onde será encontrada a maior contribuição de 'erros' devido às alterações de fase do sinal do satélite próximo ao horizonte.

VI.1.5 – PRINCIPAIS VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO

Devido à necessidade de configuração de satélites em disposição mais ortogonal possível, atualmente, o método apresenta limitação de utilização no hemisfério sul, isto é, apenas duas vezes por dia (considerando uma janela de horário das 8:00 h às 18:00 h) ocorrem satélites com elevação acima de 75° . No entanto, com os projetos de implementação do sistema de satélites europeus, conhecido por GALILEO e pela reativação do sistema de satélites russo, GLONASS, estima-se que essa limitação do método desaparecerá e poder-se-á, então, realizar coletas várias vezes ao dia. A FIGURA 48 ilustra, por exemplo, as elevações dos satélites GPS que passaram por São Carlos, em um determinado dia, no qual, em apenas dois horários registram-se satélites com mais de 75° de elevação.

FIGURA 48 – Constelação de satélites sobre a cidade de São Carlos em um determinado dia

O método necessita de dados da portadora L_1 de apenas dois satélites e não se baseia na determinação de coordenadas e, conseqüentemente, não necessita de uma boa configuração geométrica dos satélites no momento da observação. Assim, apresenta vantagem em relação aos métodos estáticos e cinemáticos que utilizam a determinação de coordenadas para caracterizar deslocamentos dinâmicos aplicados na antena móvel, em qualquer latitude do globo terrestre (MENG et al., 2003a; COSSER et al., 2003). Por causa da inclinação das órbitas dos satélites, de 55° , estudos mostram que a atual distribuição espacial da constelação de satélites, em áreas situadas em latitudes médias e altas ($> 45^\circ$) é desigual. Observações no quadrante norte (aproximadamente entre azimutes 315° e 45°) são possíveis, mas coletando-se dados apenas de satélites próximos do zênite ou da linha

do horizonte⁹ (SANTERRE, 1991 apud MENG et al. (2003) e estes últimos, sendo limitados por ângulos de corte de 10° ou 15°, pelo fato de que podem prejudicar a determinação da precisão de coordenadas. A FIGURA 49 ilustra a distribuição de satélites com ângulo de corte de 10°, durante 24 horas, em uma latitude de 52° 56' (*Nottingham*, Inglaterra), durante monitoramento do comportamento estrutural da *Nottingham Suspension Footbridge*. Devido a desigual distribuição de satélites, a precisão de coordenadas tridimensionais varia de local para local. Isto ficou comprovado quando a análise das coordenadas obtidas por GPS e o projeto da ponte discordaram quanto à direção da ponte que deveria apresentar os maiores deslocamentos. De acordo com o projeto da ponte, os movimentos do tabuleiro da ponte na direção longitudinal deveriam ser menores que os movimentos transversais, devido à direção e velocidade do vento registrado no momento das observações com GPS. No entanto, devido a desigual distribuição geométrica de satélites, as coordenadas por GPS indicaram maiores movimentos relativos na direção longitudinal da ponte, prejudicando as conclusões sobre os movimentos reais da mesma (MENG et al., 2003a). Para evitar tal fato, pesquisadores vêm fazendo uso das *pseudolites*, que ainda não mostraram capacidade de eliminar totalmente o problema causado pela inclinação da órbita dos satélites GPS em locais de latitude acima de 45°, além de serem equipamentos de custo extremamente oneroso.

FIGURA 49 – Distribuição espacial de satélites em Nottingham (latitude 52°)

Fonte: MENG et al. (2003)

De forma resumida, as principais características do método são:

- Baseia-se teoricamente no princípio do interferômetro de fase;

⁹ SANTERRE, R. (1991). Impact f GPS Satellite Sky Distribution. *Manuscripta Geodaetica*, 16(1991):28-53.

- Utiliza-se apenas dos sinais da portadora L_1 ;
- Utiliza os resíduos da dupla diferença de fase entre dois satélites dispostos com ângulo de fase próximo de 90° ;
- Por meio de análise dos resíduos, no domínio das frequências, identifica e caracteriza os picos que correspondem às oscilações periódicas sofridas pela antena móvel;
- Apresenta limitação de utilização no hemisfério sul, devido aos poucos horários que ocorrem satélites com ângulo de elevação acima de 75° ;
- Não depende de boa configuração geométrica de satélites GPS no momento da observação, apresentando resultados confiáveis em qualquer latitude;
- O método permite a determinação da frequência fundamental de vibração de uma estrutura e ou de suas frequências harmônicas, dependendo, essencialmente, da taxa de coleta dos receptores utilizados. Hoje, já são fabricados receptores com taxa de coleta de 100 Hz;
- Permite apresentar valores para as medidas realizadas com confiabilidade inferior a 1 mm. Ressalta-se que este valor de confiabilidade está diretamente ligado a diversos fatores como o tipo de antena GPS utilizada, 'comportamento' do ambiente quanto à intensidade de multicaminhamento e ruídos.

VI.2 - ANÁLISE EM ESTRUTURAS COM AÇÕES DE CARGAS MÓVEIS E SEUS EFEITOS DINÂMICOS

De um modo geral, a análise dinâmica deve ser feita quando ocorre pelo menos uma das duas situações:

- Quando as forças de inércia, ou ($m \cdot \ddot{x}$, onde m = massa e $\ddot{x}$ = aceleração), alteram significativamente o equilíbrio da estrutura;
- Quando os movimentos causam desconforto aos usuários;
- Quando há necessidade de reavaliar se as condições de projeto foram alteradas ao longo da vida da estrutura e ou se foi submetida às ações não previstas em cálculo.

VI.2.1 – ETAPAS DESSA ANÁLISE

Segundo LAIER (1998), a análise dinâmica de uma estrutura consta das seguintes etapas;

- Definição da solicitação: Magnitude da força aplicada (P) e variação no espaço e no tempo $P(x,t)$;
- Modelagem da Estrutura: Modelo teórico de comportamento da estrutura;
- Aplicação da Teoria das Vibrações: Técnicas de integração da equação de movimento da estrutura.

VI.2.2 – OBJETIVOS DA ANÁLISE DINÂMICA

Segundo LAIER (1998), a análise dinâmica de uma estrutura tem por objetivos determinar:

- Deslocamentos: limitações de projeto;
- Velocidade e acelerações: conforto dos usuários;
- Esforços internos: resistência;
- Tensões e Deformações: Fadiga do material que compõe a estrutura.

VI.3 – TEORIA DAS VIBRAÇÕES NAS ESTRUTURAS

Para melhor compreensão da Teoria das Vibrações é necessário conhecer as seguintes definições, apresentadas por WARBURTON (1976):

VI.3.1 – DEFINIÇÕES

A vibração refere-se ao movimento oscilatório de corpos, que se repetem após um intervalo de tempo, em resposta às forças dinâmicas aplicadas. Todos os corpos de massa e elasticidade são capazes de vibração. O intervalo de tempo corresponde ao período T da vibração que é o tempo necessário para se completar um ciclo da vibração. A frequência da vibração f é número de ciclos por unidade de tempo. A ordenada máxima da curva da FIGURA 50 representa o deslocamento máximo da vibração de um corpo, em relação a sua posição de equilíbrio e recebe o nome de amplitude da vibração.

FIGURA 50 – Vibração livre

Todas as estruturas possuem uma determinada frequência natural, tal que, quando forças dinâmicas atuam com frequências próximas do valor da frequência natural, a estrutura pode entrar em estado de ressonância (WARBURTON, 1976).

- **Vibração livre:** acontece quando um sistema oscila sob a ação de forças que lhe são próprias e na ausência da ação de qualquer força externa. Neste caso, o sistema poderá vibrar em uma ou mais das suas frequências naturais, que são peculiares ao sistema dinâmico estabelecido pela distribuição de sua massa (**m**) e rigidez (**k**).
- **Vibração forçada:** quando ela ocorre sob a excitação de forças externas.
- **Frequência natural:** frequência (f_o) de oscilação de um sistema que é a frequência na qual ele 'gosta' de vibrar quando excitado de alguma forma. Quando uma ação externa age sobre o objeto ele só vibra na frequência natural (modo fundamental) ou nas suas frequências harmônicas (FIGURA 51).
- **Ressonância:** um dado sistema apresenta uma frequência em que 'gosta' de vibrar, f_o . Se ocorrer a excitação deste sistema com certo valor de frequência, f , que coincida com a frequência f_o , o sistema entra em ressonância. Ocorre, então, a amplificação dinâmica, ou seja, o valor da amplitude do deslocamento aumenta, mas a frequência permanece a mesma (FIGURA 51). Em ressonância, uma estrutura, por exemplo, pode entrar em colapso. As normas e códigos prescrevem que:

$$f > 1,2 \cdot f_{crit} \quad [18]$$

FIGURA 51 – Ilustração do comportamento de um sistema massa-mola em sua frequência natural e em ressonância

VI.3.2 - SISTEMAS COM UM GRAU DE LIBERDADE

Os sistemas com um grau de liberdade (WARBURTON, 1976) podem ser representados da seguinte forma (FIGURA 52), onde:

- m = massa do sistema;
- c = constante de amortecimento;
- k = constante da mola;
- $P(t)$ = força externa.

FIGURA 52 – Sistema com Um Grau de Liberdade

A equação do movimento de um sistema, com um grau de liberdade, é dada por (WARBURTON, 1976):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) \quad [19]$$

Onde:

- $m \cdot \ddot{x}$ = força de inércia;
- $c \cdot \dot{x}$ = força de amortecimento;
- $k \cdot x$ = força da mola ou rigidez;
- $P(t)$ = força externa.

Quando se estuda o comportamento dinâmico de qualquer estrutura, algumas propriedades são comuns. Desse modo, uma modelagem básica única serve como ponto de partida para a elaboração de um modelo matemático capaz de prever o comportamento da estrutura quando solicitada por ações dinâmicas. Esse modelo básico tem como ponto de partida a eq.[19], com ajustes específicos no que se refere às propriedades físicas e demais fatores envolvidos, inclusive a forma de vibração e método de integração mais conveniente para cada equação de movimento da estrutura.

A eq.[20] se refere a um sistema com um grau de liberdade sujeito à vibração forçada. Para um sistema com um grau de liberdade sujeito à vibração livre ($P(t)=0$), a equação se reduz a:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad [20]$$

VI.3.3 - SISTEMAS COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE

Os sistemas com dois graus de liberdade, por sua vez, podem ser representados da seguinte forma (FIGURA 53):

FIGURA 53 – Sistema com Dois Graus de Liberdade

A equação do movimento de sistemas com dois graus de liberdade tem por base a eq.[19], sendo composta pelos elementos das matrizes de massa, amortecimento, rigidez e os elementos dos vetores aceleração, velocidade e força externa. A mesma pode ser expressa da seguinte forma:

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = \{P(t)\} \quad [21]$$

VI.3.4 - SISTEMAS COM N GRAUS DE LIBERDADE

Sistemas com n graus de liberdade são modelados conforme a eq.[21], no entanto, quanto maior o valor de n , mais complexo será o sistema e sua resolução. Desta forma, para se evitar erros ou incompatibilidades entre resultados práticos (reais) e os previstos pela resolução matemática, deve-se conhecer em detalhes o modelo que será utilizado e suas limitações (WARBURTON, 1976).

VI.3.5 – FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Conforme mencionado anteriormente, um sistema com n graus de liberdade possui n frequências naturais e para cada frequência natural há um único modo correspondente. A FIGURA 54, por exemplo, ilustra os modos de vibração de uma massa, que pode ser, por exemplo, o tabuleiro de uma ponte estaiada ou suspensa, sujeita a uma força dinâmica externa. Os movimentos de vibração podem ser representados por um infinito número de superposições modais.

FIGURA 54 – Modos de vibração

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 12, página 450

A vibração transversal se caracteriza, por exemplo, pela vibração de uma viga, na direção de seu eixo imaginário y-y (FIGURA 55). A FIGURA 56 ilustra os quatro primeiros modos de vibração lateral de uma ponte suspensa (XU et al., 2003).

FIGURA 55 – Viga equivalente ao tabuleiro do vão central de uma ponte

Fonte: XU et al. (2003)

FIGURA 56 – Modos transversais de vibração de uma ponte suspensa: a) Primeiro; b) Segundo; c) Terceiro; d) Quarto

Fonte: XU et al. (2003)

A vibração vertical se caracteriza, por exemplo, pela vibração de uma viga, na direção de seu eixo imaginário z-z (FIGURA 55). A FIGURA 57 ilustra os quatro primeiros modos de vibração vertical de uma ponte suspensa (XU, et al., 2003).

FIGURA 57 – Modos verticais de vibração de uma ponte suspensa: a) Primeiro; b) Segundo; c) Terceiro; d) Quarto

Fonte: XU et al. (2003)

A vibração torsional se caracteriza, por exemplo, pela vibração de uma viga, em torno de seu eixo imaginário x-x (FIGURA 55). A FIGURA 58 ilustra os dois primeiros modos de vibração torsional de uma ponte suspensa (XU, et al.1997). A vibração longitudinal ocorre quando uma viga vibra ao longo de seu comprimento.

FIGURA 58 – Modos torsionais de vibração de uma ponte suspensa: a) Primeiro; b) Segundo

Fonte: XU et al. (2003)

VI.4 – CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTABILIDADE DE PONTES ESTAIADAS E SUSPENSAS

As pontes estaiadas e suspensas são estruturas de comportamento não linear. Assim, a elaboração de seus projetos constitui-se de etapas de análises dos comportamentos não linear estático e dinâmico. As análises são feitas para a elaboração do projeto geométrico dos elementos estruturais da ponte e para a etapa construtiva, que também é crítica para estes tipos de pontes. E hoje, diante de todas as conclusões e análises obtidas de pontes estaiadas e suspensas que colapsaram e ou vieram a necessitar de reforços em seus componentes estruturais, no passado, a comunidade de engenheiros praticamente desenvolveu projetos personalizados para cada ponte estaiada ou suspensa a ser construída. E isto vem do fato de que a alteração no comprimento dos vãos; a colocação de mais ou menos cabos para suspender o tabuleiro; a altura e tipo das torres; a espessura e tipo de seção transversal do tabuleiro; materiais constituintes dos elementos estruturais das torres e do tabuleiro interferem e alteram os modos de vibração dessas estruturas (GE, et al., 2000; XU, et al., 2003; LI, et al., 2003; MAIN, J. 1999; CHEN, et al. 2000; BUCKLAND, et al., 2003; BROWNJOHN, et al., 2003).

Muitas das pontes suspensas e estaiadas construídas no século XIX, ainda em uso, estão sendo objetos de estudos e monitoramento devido ao fato de terem sido projetadas com teorias baseadas apenas no comportamento linear. No entanto, hoje, a comunidade de engenheiros tem consciência que tal teoria é suficiente para o projeto de pontes com pequenos vãos ou que se apresentem com um sistema estrutural bastante rígido. E não sendo estes os casos das pontes suspensas e estaiadas, há a necessidade de verificar as estruturas de tais pontes sob a ótica das teorias, que hoje, envolvem também análises não lineares estáticas e dinâmicas (REN et al., 2004).

As etapas de projeto de pontes suspensas e estaiadas tornam-se complexas porque envolvem:

- Análises por elementos finitos da geometria da ponte que requer determinação prévia das condições de contorno;
- Análise das frequências naturais e dos diversos modos de vibração do tabuleiro, das torres e dos cabos. Nesta etapa são consideradas as ações do vento; ações de caráter sísmico; ações devido ao tráfego rodoviário e ou ferroviário sobre os elementos estruturais das pontes;

- Análise e simulação por elementos finitos das diversas possibilidades de ocorrência de tráfego uniforme ou não nas pistas de rolamento;
- Análise da estabilidade aerodinâmica da ponte determinada teoricamente e por testes em túnel de vento com modelos em escala reduzida;
- Realização das etapas anteriores para cada etapa da construção da ponte.

As pontes suspensas, por sua vez, são muito flexíveis se comparadas com as pontes estaiadas, por exemplo, de forma que seu comportamento dinâmico pode resultar no colapso parcial ou total da ponte. Um de seus modos de vibração mais crítico é o modo não simétrico de vibração longitudinal. No modo simétrico, as torres se inclinam uma em direção à outra e o centro do vão sofre curvatura. Por outro lado, no modo não simétrico, as torres se inclinam na mesma direção, resultando numa deformação não simétrica do vão central (FIGURA 59). E foi exatamente este tipo oscilação que causou o colapso da *Tacoma Narrows Bridge*. Isto ocorre porque a disposição dos cabos verticais (de diferentes comprimentos e frequências) tende a perturbar a formação do primeiro e segundo modos de vibração, além de não fornecer resistência ao tabuleiro, quando sujeito a torsão. Já, o sistema de cabos de pontes estaiadas permite deslocamentos de amplitude menores que os apresentados pelas pontes suspensas, fornecendo ao tabuleiro, maior resistência às oscilações torsionais (FIGURA 60) (PODOLNY JR. et al., 1976).

FIGURA 59 – Modos de vibração

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 12, página 461

FIGURA 60 – Deslocamentos relativos

Fonte: PODOLNY JR. & SCALZI (1976), Capítulo 12, página 462

As figuras, a seguir, ilustram exemplos de três modelos de elementos finitos gerados para estudo do comportamento dinâmico de uma ponte estaiada de *Hong Kong* (FIGURA 61), com vão central de 430 m de comprimento e vãos laterais com 160 m, para análise de seu comportamento dinâmico. Assim, foi possível obter os valores de frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. O primeiro modo de vibração vertical, por exemplo, tem a simetria de metade de uma onda senoidal de frequência de 0,41 Hz; o segundo modo vertical já se constitui de uma onda senoidal de 0,58 Hz. (FIGURA 62) (CHANG, et al., 2001).

FIGURA 61 – Seção longitudinal de ponte estaiada

Fonte: CHANG et al. (2001) – página 46

FIGURA 62 – Exemplos de modos de vibração obtidos de análise por elementos finitos

Fonte: Fonte: CHANG et al. (2001) – página 47

As figuras abaixo, por sua vez, ilustram modelos de elementos finitos gerados para estudo do comportamento dinâmico de uma ponte suspensa, a *Vincent-Thomas Bridge* (FIGURA 63), com vão central de 457 m e vãos laterais de 154 m. Assim, se determinou o período para os primeiros modos de vibrações verticais, laterais e torsional (FIGURA 64) (MAIN, 1999).

FIGURA 63 – Modelo de elemento finito de uma ponte suspensa

Fonte: MAIN, J. (1999)

FIGURA 64 – Ilustração dos três primeiros modos de vibração

Fonte: MAIN, J. (1999)

VI.5 – DESLOCAMENTOS LIMITES

Os deslocamentos limite, valores práticos utilizados para verificação em serviço, do estado limite de deformações excessivas da estrutura, podem ser utilizados como parâmetro para limitar as pontes e passarelas que podem ter seus deslocamentos dinâmicos detectados pelo GPS, sob o método aqui utilizado. Assim, recomenda-se a verificação da NBR 6118, item 13.3, bem como da NBR 7187.

VI.6 – ANÁLISE ESPECTRAL

A Transformada de Fourier foi a ferramenta escolhida para realizar a análise dos resíduos da dupla diferença de fase, aqui denominados de resíduos brutos (item VI.1.2), no domínio das frequências e conseqüentemente, conseguir identificar as frequências correspondentes aos deslocamentos periódicos, num espectro que apresenta também as frequências muito baixas devido ao multicaminhamento dos ambientes e demais ruídos devido aos efeitos da variação do centro de fase das antenas e efeito da imagem da antena, que se acentuam em ambientes altamente reflexivos e em observações não estáticas (WELLS et al., 1986).

A essência da Transformada de Fourier (FT) de uma forma de onda é decompor ou separá-la em uma soma de senóides de diferentes frequências. Se a soma destas senóides resulta na forma de onda original, então foi determinada sua Transformada de Fourier. Uma

determinada função de onda, no domínio do tempo, é transformada para o domínio de frequências, onde é possível então, determinar a amplitude, a frequência da onda e realizar filtragem de frequências indesejáveis (ruídos), BRIGHAN (1974).

Seja um sinal genérico cuja amplitude varia com o tempo de acordo com a função $s(t)$, onde t é o tempo (não usado aqui a notação clássica $f(t)$ para evitar confusão com a variável f , que será usada para a frequência). A transformada de Fourier para o domínio de frequência f será a função $S(f)$, dada por BRIGHAN (1974):

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} s(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad [22]$$

onde $j = \sqrt{-1}$ corresponde a parte imaginária e e é o número de Euler.

A integração da eq.[22] pode ser complexa, mesmo com formulações simples de $s(t)$. Além disso, quando se utiliza métodos computacionais de cálculo, é necessária uma forma discreta, a qual também apresenta a vantagem do uso genérico, isto é, para qualquer $s(t)$, sem precisar de qualquer método teórico para integração. Na sua forma discreta, a Transformada de Fourier é dada por:

$$S(f) = \left(\frac{1}{n} \right) \sum_{k=0}^{n-1} s(t_k) e^{-j2\pi f t_k} \quad [23]$$

Onde $t_k = \frac{k}{n}$

Este procedimento, na realidade, é uma amostragem do sinal, isto é, a partir de um número finito de amostras do sinal (n), é possível a determinação do seu espectro de frequências. Entretanto, o valor de n não pode ser qualquer. Deve ser no mínimo, o dobro da maior frequência presente no sinal (Teorema de Nyquist, mencionado a seguir).

A Transformada Rápida de Fourier (FFT) consiste, basicamente, em um algoritmo, criado em 1965, que calcula a Transformada de Fourier mais rápida que outros, desde que o número de dados seja múltiplo de dois.

De acordo com o Teorema de Nyquist, a quantidade de amostras por unidade de tempo de um sinal, chamada taxa ou frequência de amostragem, deve ser maior que o dobro da maior frequência contida no sinal a ser amostrado, para que possa ser reproduzido integralmente sem erro de 'aliasing'. A metade da frequência de amostragem é chamada frequência de Nyquist, eq.[24], e corresponde ao limite máximo de frequência do sinal que pode ser reproduzido.

$$f_{\text{sinal}} = f_{\text{Nyquist}} = \frac{f_{\text{amostragem}}}{2} \quad [24]$$

Como não é possível garantir que o sinal não contenha outros sinais acima deste limite (distorções, interferências, ruídos etc), é necessário filtrar o sinal com um filtro passa - baixo com frequência de corte igual (ou menor) que a frequência de Nyquist, ou filtro 'anti-aliasing'.

Quando a frequência de corte deste filtro passa baixo não é igual à frequência de Nyquist, eq. [25], e o espectro do sinal tem frequência máxima maior que ela, ocorre o efeito de 'aliasing', que nada mais é do que a superposição dos espectros das frequências múltiplas inteiras do sinal original, por falta de espaço. Na restituição do sinal pelo filtro passa baixo, com frequência de corte f_{Nyquist} , a parte do espectro original acima de f_{Nyquist} aparece invertida, ou seja, frequências mais altas passam a ser menores (KANASEWICK, 1981; ZURMELY, 1997). O sinal indesejável de 'aliasing' que aparece na reprodução é uma réplica do sinal original (FIGURA 65), porém com frequência errada e igual a:

$$f_{\text{aliasing}} = f_{\text{Sinal original}} \quad [25]$$

FIGURA 65 – Amostra de ‘aliasing’

A determinação da amplitude do deslocamento por ser realizada através da comparação direta dos picos que aparecem no espectro, correspondentes a deslocamentos de diferentes amplitudes. A FIGURA 66 ilustra um determinado deslocamentos senoidal referente ao sinal expresso na eq.[26], de diferentes amplitudes e sem acréscimo de ruído, no domínio das frequências. Pode-se observar que os picos correspondentes, apresentam comportamento linear.

$$d_a = A_a \cdot \Phi(L_a - 20) \cdot e^{\left(\frac{a}{50}\right)} + 3 \cdot (2) + \text{ruído}_a \quad [26]$$

Onde:

$$A_a = \text{Amplitude}_{\text{variavel}} \cdot \text{seno}[(\text{omega}) \cdot a];$$

$$\text{omega} = 2 \cdot \pi \cdot f;$$

$$f = \frac{1}{N_{\text{amostrasperíodo}}};$$

$$N_{\text{amostrasperíodo}} = T \cdot \text{Taxa}_{\text{receptor}}, \quad T = \text{período em segundos};$$

$$N_{\text{amostras}} = 256, \text{ para aplicação de Transformada de Fourier};$$

$$a = 0 \dots (N_{\text{amostras}} - 1).$$

A FIGURA 67 ilustra o mesmo deslocamento senoidal, com diferentes amplitudes, mas com acréscimo de ruído, eq.[27]. Pode-se observar, também, que os picos correspondentes,

apresentam comportamento linear e o pico devido à frequência do ruído distingue-se dos demais.

$$d_a = A_a \cdot \Phi(L_a - 20) \cdot e^{\left(-\frac{a}{50}\right)} + 3 \cdot (2) + \text{ruído}_a \quad [27]$$

Onde:

$$\text{ruído}_a = 5 \cdot \text{seno}\left(\frac{\text{PI}}{24}\right) \cdot a$$

FIGURA 66 – Espectros de deslocamentos senoidal sem a presença de ruído

FIGURA 67 – Espectros de deslocamentos senoidal com o acréscimo de ruídos

As FIGURAS 68 e 69 ilustram um exemplo de aplicação da Transformada de Fourier nos resíduos da dupla diferença de fase (item VI.1.2), de dados GPS coletados, quando aplicados movimentos periódicos em uma antena GPS móvel. A antena foi deslocada manualmente em 5 cm na direção vertical seis vezes inicialmente. Em seguida, foi deslocada em 9 cm seis vezes e finalmente, deslocada em 2 cm cinco vezes (FIGURA 68). A FIGURA 69 ilustra os picos correspondentes a estes deslocamentos periódicos, podendo-se identificar o pico (primeiro pico) devido às baixas frequências do multicaminhamento e um quarto pico que corresponde às imperfeições do movimento manual. Os demais picos, que correspondem aos movimentos senoidais aplicados na antena móvel, não deixam de apresentar comportamento linear, apesar da pequena degradação nos picos causada pelo multicaminhamento (item VI.1.2.1.3).

FIGURA 68 – Espectros de deslocamentos senoidais sem a presença de ruído

FIGURA 69 – Espectros de deslocamentos senoidais com o acréscimo de ruídos

Por outro lado, a equação da Transformada Inversa de Fourier (IFFT), que reconstitui o sinal, então, no domínio das frequências para o domínio do tempo, é dada por:

$$s(t) = \int_{-\infty}^{\infty} S(f) e^{j2\pi f t} df \quad [28]$$

Desta forma, a determinação da amplitude do deslocamento senoidal, também pode ser realizada através da verificação dos valores pico a pico da senóide resultante da IFFT.

De acordo com o exposto anteriormente, os resíduos brutos da dupla diferença de fase, após a análise espectral e filtragem, voltam para o domínio do tempo pela Transformada Inversa de Fourier (IFFT). Neste momento, então, têm-se os resíduos da dupla diferença de fase, denominados de resíduos filtrados.

Pelo fato de não se conseguir coletar dados de dois satélites ortogonais entre si (item VI.1.4), é preciso realizar a compensação da degradação que a não ortogonalidade dos satélites causa na amplitude do deslocamento a ser detectado, ou seja, uma correção geométrica a amplitude dos resíduos filtrados. (FIGURA 70). O valor do seno do ângulo de 90° é igual a um. À medida que o ângulo de elevação decresce, o valor do seno passa a assumir valores menores que um, degradando o valor do deslocamento. Assim, o valor da amplitude dos resíduos filtrados deve ser multiplicado pelo, então denominado, coeficiente de correção geométrica, eq [29].

FIGURA 70 – Ilustração da não ortogonalidade dos satélites GPS

Onde,

d_{real} = deslocamento real aplicado na antena GPS;

$d_y = \text{seno}(\theta) \cdot d_{\text{detectado}} + \text{seno}(\beta) \cdot d_{\text{detectado}}$, **componente** na direção vertical (Y);

$d_{\text{detectado}}$ = é dado pela amplitude média máxima e mínima da senóide resultante da aplicação da IFFT nos resíduos da dupla diferença de fase, eq.[30];

$$\text{coeficiente}_{\text{correção geométrica}} = \frac{d_{\text{real}}}{d_y} \quad [29]$$

$$d_{\text{real}} = d_{\text{detectado}} \cdot \text{coeficiente}_{\text{correção geométrica}} \quad [30]$$

O mesmo procedimento é aplicado quando o deslocamento a ser detectado é horizontal e neste caso, a componente horizontal é dada por:

$$d_x = \cos(\theta) \cdot d_{\text{detectado}} + \cos(\beta) \cdot d_{\text{detectado}} \quad [31]$$

A FIGURA 71 mostra os resíduos da dupla diferença de fase de deslocamentos periódicos verticais, de amplitude de 12 mm, aplicados em uma antena GPS. A FIGURA 72 ilustra a reconstituição do movimento periódico senoidal após a aplicação da IFFT.

FIGURA 71 – Resíduos brutos - deslocamento vertical de 12 mm

FIGURA 72 – Resíduos filtrados

Na FIGURA 72 pode-se observar que a amplitude dos resíduos tem o valor médio de 7 mm. Parte da diferença, 5 mm, entre os resíduos filtrados e o valor real (12 mm) se deve à geometria dos satélites. Durante o experimento, os satélites de medida e de referência (item VI.1.3) estavam próximos a 76° e 10° respectivamente, o que resulta numa correção geométrica de 1,5. Assim, os 7 mm multiplicados pela correção angular, chega-se ao valor de 11 mm. Pode-se afirmar que a diferença de 1 mm em relação ao valor real se deve a degradação causada pelo multicaminhamento, uma vez que a coleta de dados foi realizada em ambiente altamente ruidoso e utilizando-se antena externa simples (item VI.7), a AT 302, da Leica. Os movimentos periódicos foram aplicados à antena pelo oscilador eletro-mecânico (item VII.1.2), com frequência de 11 ciclos por minuto.

VI.7 – ANTENAS GPS E SUAS PROPRIEDADES

A seguir, estão apresentadas as principais propriedades dos tipos de antenas GPS utilizados nesta pesquisa e os receptores GPS. Isto se fez necessário porque a detecção de deslocamentos milimétricos, conforme os erros apresentados no item VI.1.2.1, pode ser limitado pela utilização de uma antena externa simples e não com a utilização de uma antena chokering, por exemplo. Desta forma, para aplicações de alta precisão, a antena deve possuir centro de fase estável (item VI.1.2.1.3), isto é, que não seja severamente afetado pela reflexão dos sinais (multicaminhamento) e pelas interferências de ondas eletromagnéticas (efeito da formação da imagem da antena), que podem prejudicar uma recepção clara dos sinais (LANGLEY, 1998).

VI.7.1 – ANTENAS GPS

Aos receptores GPS podem ser conectadas antenas com diferentes propriedades quanto à redução da interferência do multicaminhamento dos sinais emitidos pelos satélites e menor variação do centro de fase eletrônico. Esta variação (medida em laboratório), que ocorre vertical e horizontalmente, altera de forma significativa a precisão das medidas realizadas. A amplitude da variação de pouco milímetros até 1 cm, está diretamente relacionada com a qualidade dos materiais internos que constituem a antena, de forma que podem se apresentar com custo de poucos dólares até a cifra de 7000 dólares americanos.

A antena *choking* (FIGURA 73), utilizada em alguns ensaios, constitui-se de 4 anéis metálicos concêntricos ao redor da antena. Devido ao multicaminhamento (item VI.1.2.1.3), o sinal captado pela antena compõe-se pelo sinal 'direto' e pelo sinal 'refletido', os quais percorrem diferentes caminhos pelo campo magnético gerado ao redor da superfície da antena. Os anéis concêntricos, então, cancelam o caminho percorrido pelos sinais refletidos, de forma que a antena só recebe o sinal direto.

FIGURA 73 – Exterior e interior de uma antena *choking*

Fonte: <http://www.ngs.noaa.gov/ANTCAL/>

A antena 'pinwheel' (FIGURA 74) se apresenta como uma antena menor e mais leve que a antena *choking*. A sua tecnologia (*pinwheel*) caracteriza-se pela estabilização do centro de fase e alta imunidade ao multicaminhamento. A antena se constitui de 12 placas alinhadas e fixadas em forma de espiral, que melhoram a recepção do sinal da portadora L_1 , seguido por 11 anéis concêntricos que eliminam a difração e reflexão das bordas da antena, permitindo reduzir a captação de multicaminhamento dos sinais de satélites de baixa elevação (FIGURA 74) (KUNYSZ, 2003).

FIGURA 74– Exterior e interior de uma antena Novatel com tecnologia ‘pinwheel’

Fonte: KUNYSZ (2003)

A antena groundplane, ilustrada na FIGURA 165 (à esquerda), apresenta recursos mais eficientes para reduzir o multicaminhamento de sinais vindos de baixo de sua base. As antenas externas simples (FIGURAS 75, 82) não apresentam recursos para impedir a captação de sinais refletidos, de forma que sua utilização em medidas onde se deseja grande precisão não é recomendada.

CAPÍTULO VII

DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA: EXPERIMENTOS, RESULTADOS E ANÁLISES

*“Não devemos permitir que alguém saia da nossa
presença, sem se sentir melhor e mais feliz.”*

Madre Teresa de Calcutá

SUMÁRIO DETALHADO

VII.1 - HISTÓRICO DOS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA MENOR AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO DINÂMICO DETECTÁVEL COM O GPS	102
VII.1.2 — OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO	103
VII.1.3 - ENSAIOS COM RECEPTOR DE 1 HZ	104
VII.1.3.1 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE CENTÍMETROS	104
VII.1.4 - PRIMEIRO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - ALTAMENTE RUIDOSO	106
VII.1.5 – ENSAIOS COM RECEPTOR DE 10 HZ	107
VII.1.5.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM	107
VII.1.5.2 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 6 MM	108
VII.1.5.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	109
VII.1.5.4 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	110
VII.1.6 - SEGUNDO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - POUCO RUIDOSO	111
VII.1.6.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	112
VII.1.6.2 - DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 4,5 MM	114
VII.1.6.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	117
VII.1.7 - RECEPTOR DE 20 HZ	118
VII.1.7.1 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM	118
VII.1.7.2 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM	119
VII.1.7.3 - DESLOCAMENTO VERTICAL DE 2 MM	120

De acordo com o exposto anteriormente, a pesquisa foi direcionada para verificar a potencialidade e eficiência do método de coleta de dados GPS, descrito no item VI.1. Para tal, iniciou-se uma série de experimentos para determinar a menor amplitude detectável de deslocamentos verticais e horizontais. Sendo que um dos objetivos estabelecidos para este trabalho foi de provar que o GPS pode ser utilizado como instrumento confiável no monitoramento e caracterização de deslocamentos dinâmicos em estruturas viárias, havia a necessidade de se detectar deslocamentos milimétricos. Isto, porque é necessário apresentar o valor de confiabilidade da grandeza medida e nesta pesquisa, apresentar a confiabilidade da amplitude de deslocamentos dinâmicos medidos. Conseqüentemente, quanto menor o valor de deslocamento detectável com o GPS, maior o número de estruturas viárias, em relação a sua forma, comprimento e rigidez, que podem ser objetos de medições com o GPS sob o método aqui utilizado.

Descreve-se, a seguir, a seqüência dos ensaios realizados com diversos receptores GPS desde o início dos primeiros experimentos. Apresenta-se por meio de resultados e conclusões preliminares, os motivos e critérios que começaram a direcionar e em alguns momentos, redirecionar os objetivos, ensaios de campo, tipos de receptores, tipos de antenas GPS e as obras viárias, que vieram a fazer parte da consagração da eficiência e confirmação da potencialidade do método de coleta de dados GPS, utilizado.

VII.1 – HISTÓRICO DOS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA MENOR AMPLITUDE DE DESLOCAMENTO DINÂMICO DETECTÁVEL COM O GPS

Os ensaios serão apresentados de acordo com o tipo de receptor GPS utilizado, uma vez que a taxa de coleta e os tipos de antenas mostraram-se fatores determinantes para a caracterização da amplitude e frequência dos deslocamentos. Nesta fase da pesquisa foram realizados aproximadamente 150 ensaios em ambientes com ‘comportamento’ diferente quanto aos efeitos do multicaminhamento e outros ruídos. Anteriormente a utilização dos diversos tipos de receptores em experimentos controlados, cada receptor foi testado quanto à capacidade exata ou não de coleta de dados em uma determinada taxa (abaixo de 1 Hz) e quanto à perfeita capacidade ou não de transformar os dados coletados em formato RINEX (<http://www.ngs.noaa.gov/CORS/instructions2/>).

VII.1.2 – OSCILADOR ELETRO-MECÂNICO

Para a aplicação de deslocamentos na antena móvel, decidiu-se elaborar um dispositivo eletro-mecânico que permitisse controlar de forma exata a amplitude e frequência das oscilações verticais. O dispositivo foi montado na oficina do Instituto de Química da Escola de Engenharia de São Carlos e está ilustrado na FIGURA 75.

FIGURA 75 – Oscilador eletro-mecânico

O oscilador se constituiu de um motor (motor que movimenta limpador de vidros de automóveis) que efetua movimentos giratórios em um canhão. Este canhão possui diversos furos onde se fixa uma roldana (FIGURA 76). Quando a roldana é parafusada em um determinado furo e começa girar, aplica movimentos verticais de uma determinada amplitude no pistão, onde é fixada a antena GPS móvel. Assim, foi confeccionado, inicialmente, um canhão com furos que produziam deslocamentos verticais no pistão que suporta a antena, de amplitudes de 12 mm, 6 mm e 3 mm e posteriormente, um canhão que produzia deslocamentos verticais de 2 mm (FIGURA 77).

FIGURA 76 – Oscilador eletro-mecânico

FIGURA 77 – Oscilador eletro-mecânico

VII.1.3 – ENSAIOS COM RECEPTOR DE 1 HZ

Os primeiros ensaios em campo foram realizados com receptores LEICA, SR9400, antena Leica AT 302, externa simples e taxa máxima de coleta de 1 Hz.

VII.1.3.1 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE CENTÍMETROS

Aplicando-se o método de coleta de dados GPS descrito no item VI.1, realizou-se movimentos manuais com a antena móvel, de período de 10 s. A antena foi deslocada em 5 cm na direção vertical seis vezes inicialmente. Em seguida, foi deslocada em 9 cm seis vezes e finalmente deslocada em 2 cm cinco vezes. Após o processamento dos dados, também descritos no item VI.1.3, através dos resíduos brutos, foi possível observar a 'descrição' quase perfeita dos deslocamentos senoidais realizados. A FIGURA 78 mostra os resíduos brutos do PRN 30 (satélite mais alto) em relação ao PRN 25, durante um período de 1024 s, coletando dados com taxa de 1 Hz. Após análise espectral e filtragem de parte das frequências indesejáveis (multicaminhamento e ruídos de variação do centro e imagem da antena), continua-se a verificar a 'descrição gráfica' quase perfeita dos movimentos aplicados na antena móvel (FIGURA 79), mas também, observa-se uma atenuação da perturbação causada pelo multicaminhamento e demais ruídos. No entanto, verifica-se uma pequena degradação da amplitude dos deslocamentos que pode ser resultado do multicaminhamento e ruídos remanescentes, ou mesmo da imperfeição dos deslocamentos manuais.

FIGURA 78 – Resíduos brutos de deslocamentos verticais de amplitude de 5 cm, 9 cm e 2 cm

FIGURA 79 – Resíduos filtrados

Os resultados ilustrados nas FIGURAS 80 e 81 mostram, claramente, a potencialidade do método de coleta de dados GPS, para a detecção de deslocamentos de grandes amplitudes. Na tentativa de atingir os objetivos desta tese (item I.2), partiu-se, inicialmente para a detecção de deslocamentos menores, da ordem de alguns centímetros à milímetros.

FIGURAS 80 e 81 ilustram os resultados das oscilações verticais de amplitude de 12 mm.

FIGURA 80 – Resíduos brutos - deslocamento vertical de 12 mm

FIGURA 81 – Espectro

A análise da FIGURA 80 permite concluir que pequenos deslocamentos, menores que 2 cm, não são diretamente detectáveis nos resíduos brutos da dupla diferença de fase, como os deslocamentos apresentados na FIGURA 78. As oscilações periódicas ficam encobertas pelo multicaminhamento e pelos ruídos causados pela alteração do centro de fase das antenas e imagem das mesmas (item VI.1.2.1.3). E somente pela análise espectral e filtragem é possível detectar as oscilações.

VII.1.4 – PRIMEIRO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - ALTAMENTE RUIDOSO

Os ensaios prosseguiram na cobertura da caixa de água do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Esta cobertura é composta por telhas de alumínio, como ilustrado na FIGURA 82. Este local foi escolhido por se caracterizar como um ambiente ruidoso (item VI.1.2.1.3), devido à copa de árvores próximas do local da caixa de água, pela cobertura de alumínio, que se caracteriza por um material refletivo e pela presença de uma torre metálica de 1,50 m, que suporta a antena da estação GPS de monitoramento contínuo do Departamento de Transportes. Desta forma, o método começaria a ter sua potencialidade testada.

FIGURA 82 - Vista geral da caixa de água do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos – USP e detalhe das antenas sobre a cobertura de alumínio

Para facilitar o ensaio, um micro computador foi instalado no pavimento abaixo do telhado, de onde se controlava o receptor conectado à antena móvel, que estava sobre a cobertura de alumínio. O outro sensor Novatel, conectado a antena fixa, que está instalada na cobertura do Departamento de Engenharia Elétrica, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, era acionado por meio de acesso remoto. Isto se fez necessário porque ambos receptores não possuíam coletora e nem tinham capacidade de armazenar dados. Diversos testes foram realizados para verificar a configuração ideal dos receptores de forma a armazenar dados necessários para a geração de arquivos RINEX necessários para o processamento no programa OMNI.

VII.1.5 – ENSAIOS COM RECEPTOR DE 10 HZ

Os ensaios apresentados a seguir, foram realizados com receptores Novatel Propak 3151 RE, de uma frequência e antenas Garmin GA29 e com os receptores Leica SR 530 de dupla frequência e antenas Leica AT 502. Ambas as antenas são do tipo externas simples. Ainda que os receptores utilizados tivessem a capacidade de coleta de dados de 10 Hz, foi utilizada taxa de coleta de 5 Hz, que corresponde à máxima taxa processada pelo programa OMNI.

Dando continuidade à pesquisa, diversos ensaios foram realizados alterando a amplitude dos deslocamentos verticais e horizontais para 12 mm, 6 mm, 4,5 mm e 3 mm.

VII.1.5.1 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 12 MM

Além dos experimentos de detecção de deslocamentos periódicos de amplitude de 12 mm, com receptores de 1 Hz (Leica, Série 300), também foram realizados os mesmos experimentos, com taxa de coleta de 5 Hz (Leica, Série 500).

A comparação entre os resíduos da dupla diferença de fase destes experimentos, ilustrados nas FIGURAS 83 e 84 permitem concluir que a utilização de uma taxa rápida de coleta, de 5 Hz, e não mais de 1 Hz, favorece uma melhor ‘descrição gráfica’, pelos resíduos dos deslocamentos periódicos. Os resíduos apresentados na FIGURA 83, possuem deslocamentos de amplitude de 12 mm realizados com taxa de 11 ciclos por segundo (0,2 Hz) e coletados com taxa de 1 Hz. Neste caso, coletaram dados com taxa 2,5 vezes maior que a frequência de amostragem mínima necessária para reconstituir o sinal (item VI.6). A FIGURA 84, por sua vez, ilustra os resíduos de mesma amplitude, mas realizados com taxa 18 ciclos por segundo (0,3 Hz) e coletados com taxa de 5 Hz, logo, com taxa 8 vezes maior que a frequência de amostragem mínima requerida para evitar ‘aliasing’ (item VI.6).

FIGURA 83 – Resíduos brutos de deslocamento vertical de 12 mm coletado com taxa de 1 Hz

FIGURA 84 – Resíduos brutos de deslocamento vertical de 12 mm coletado com taxa de 5 Hz

VII.1.5.2 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 6 MM

Após a detecção de deslocamento com amplitude de 12 mm, decidiu-se realizar ensaios para detectar a metade deste valor, 6 mm. O ensaio foi realizado no ambiente caracterizado como ruidoso (item VII.1.4), FIGURA 82. A FIGURA 85 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase. A FIGURA 86 ilustra o espectro com o pico devido ao movimento periódico realizado. Da observação dos resíduos filtrados, após a aplicação da IFFT, verificou-se que a amplitude apresenta o valor de 5,2 mm. Durante o experimento, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 72° e 07° (em relação a linha do horizonte) respectivamente, o que resulta num coeficiente de correção angular de 1,1 (item VI.6). Assim, o valor de 5,2 mm multiplicado pela correção angular, atinge o valor de 5,7 mm, com confiabilidade de 1 mm.

O valor da confiabilidade da medida é obtido no espectro, por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e a amplitude média dos ruídos, baseado em uma determinada escala comum aos dois. De acordo com o item VI.1.2.1.3, os ruídos remanescentes na dupla diferença de fase se constituem do multicaminhamento, que é identificado, em grande parte, pelo pico ou picos de frequências muito baixas, próximas de zero, pelos ruídos causados pela variação eletrônica do centro de fase da antena e pela formação de sua imagem causada por correntes de indução entre o material reflexivo e a antena. Ainda, segundo a literatura apresentada no item citado, estes ruídos podem ser muito amplificados num ambiente ruidoso e serem ou não atenuados pelo tipo de antena GPS que é utilizada (item VI.7.1). Por causa destes fatores, que são, então, variáveis, não se apresenta a precisão de

deslocamentos periódicos e sim a sua confiabilidade, uma vez que a determinação deste valor precisa ser feita para cada medida efetuada com GPS levando-se em conta as características eletrônicas do ambiente, onde os experimentos são realizados e o tipo de receptor e antena utilizados.

FIGURA 85 – Resíduos brutos de deslocamento vertical de 6 mm

FIGURA 86 – Espectro correspondente às oscilações de amplitude de 12 mm

VII.1.5.3 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM

Passou-se para a tentativa de detecção, conseqüentemente, da metade do deslocamento detectado anteriormente. As antenas permaneceram colocadas lado a lado sobre as telhas de alumínio da cobertura da caixa d' água. A FIGURA 87 ilustra os resíduos brutos. E na FIGURA 88, para surpresa, o espectro não se apresentou com pico devido ao movimento realizado, apenas com pico correspondente as baixas frequências devido ao multicaminhamento.

FIGURA 87 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 3 mm

FIGURA 88 – Espectro sem a presença do pico devido ao deslocamento periódico de 3 mm

O ensaio foi repetido mais vezes no mesmo horário e em horário diferente com outro par de satélites, no entanto, não se conseguiu detectar o deslocamento aplicado na antena. Esgotadas tais possibilidades, concluiu-se que 3 mm já seria uma amplitude de deslocamento não detectável, de forma que se decidiu aumentar o valor de detecção para 4,5 mm.

VII.1.5.4 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM

Passou-se para a tentativa de detecção de deslocamentos com amplitude de 4,5 mm. A FIGURA 89 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase. Na FIGURA 90, do espectro, observa-se que não apresenta um pico bem definido correspondente ao movimento realizado. Ocorre um pico elevado em baixa frequência (~0,05 Hz) que corresponde as grandes variações temporais de origem desconhecida, devido ao ambiente perverso.

FIGURA 89 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 4,5 mm

FIGURA 90 – Espectro sem a presença do pico devido ao deslocamento periódico de 4,5mm

Na FIGURA 89 pode-se observar a 'descrição gráfica' do multicaminhamento extremamente acentuada. Uma observação mais detalhada do espectro da FIGURA 90, alterando a escala para aumentar a faixa da amplitude dos ruídos, observa-se um pico na frequência na qual o oscilador mecânico operava quando da realização deste ensaio, com valor de 0,55 Hz. No entanto, a amplitude do pico se apresenta e/ou quase se confunde com a amplitude do ruído, (FIGURA 91) não permitindo apresentar um valor de confiabilidade para a medida e, desta forma, perdendo o sentido para qualquer aplicação na área de engenharia civil.

FIGURA 91 – Detalhe do espectro sem a presença do pico devido ao deslocamento de 4,5mm

De acordo com a descrição anterior, estes ensaios foram realizados em um ambiente considerado altamente ruidoso (item VII.1.4) e somando-se ao exposto no item VI.1.2.1.3, pôde-se concluir que a presença da cobertura com telhas de alumínio sob as antenas, a torre metálica e a copa de árvores, contribuíram para a amplificação do multicaminhamento, para a amplificação do ruído devido à variação do centro de fase da antena e formação do fenômeno de imagem da antena GPS. A soma dos ruídos destes fenômenos, então, amplificados pelas condições de alta reflexão do ambiente, não permitiram a detecção da amplitude de deslocamentos periódicos de valor inferior a 6 mm. Em outras palavras, o multicaminhamento e os efeitos causados pela reflexão dos sinais degradou totalmente a detecção de deslocamentos menores que 6 mm.

Finalmente, concluiu-se que no ambiente altamente ruidoso, onde os experimentos acima foram realizados com antenas GPS externa simples, é possível detectar deslocamentos periódicos com amplitude igual ou superior a 6 mm, com o método implementado.

VII.1.6 – SEGUNDO AMBIENTE PARA EXPERIMENTOS - POUCO RUIDOSO

Diante dos fatos mencionados no item anterior, decidiu-se realizar os ensaios em um ambiente que não se caracterizasse como altamente ruidoso, logo, um local sem a presença de objetos reflexivos próximos das antenas. Sendo assim, o local escolhido foi o topo de um talude coberto por grama, localizado também, no Campus da Universidade de São Paulo, em São Carlos, ilustrado na FIGURA 92. Foram repetidos os experimentos para detecção de deslocamentos periódicos com amplitude de 4,5 mm e 3 mm.

FIGURA 92 – Ambiente sem a presença de objetos metálicos

VII.1.6.1 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM

As antenas foram colocadas próximas uma da outra, sobre tripés fincados na grama. A antena móvel sob o oscilador mecânico foi fixada em um dos tripés, ilustrado na FIGURA 93.

FIGURA 93 – Detalhe da antena móvel sob oscilador mecânico

A FIGURA 94 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 22 (satélite de referência) e PRN 14 (satélite de medida). No espectro, ilustrado na FIGURA 95, verificou-se o pico devido ao deslocamento periódico realizado. Da observação dos resíduos filtrados, após a aplicação da IFFT, verificou-se que a amplitude apresenta o valor de 4,0 mm. Durante o experimento, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 75° (PRN 14) e 14° (PRN 22) respectivamente, o que resultou numa correção angular de 1,1 (item VI.6). Assim, o valor de 4 mm multiplicados pela correção angular,

chega-se ao valor de 4,5 mm, com confiabilidade de 1,5 mm. Este valor da confiabilidade da medida, conforme exemplificado anteriormente, foi obtido no espectro, por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e a amplitude média dos ruídos, baseado em uma determinada escala comum (item VI.6) aos dois (FIGURA 96).

FIGURA 94 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 4,5 mm

FIGURA 95 – Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de 4,5 mm de amplitude

FIGURA 96 – Detalhe do pico correspondente às oscilações periódicas

E novamente de acordo com o item VI.1.2.1.3, os ruídos remanescentes da dupla diferença de fase, que se constituem do multicaminhamento, dos ruídos causados pela variação eletrônica do centro de fase da antena e pela formação de sua imagem, causada por correntes de indução entre o material reflexivo e a antena, mostraram-se menos amplificados neste novo ambiente, onde há ausência de objetos metálicos e ou reflexivos nas proximidades das antenas GPS. E os ruídos, embora ainda existentes, apresentaram-se com determinada amplitude que permitiu a detecção do deslocamento periódico de valor de 4,5 mm. Em outras palavras, o multicaminhamento e os efeitos causados pela reflexão dos sinais, neste ambiente, não degradou totalmente a detecção de deslocamentos menores que 6 mm.

VII.1.6.2. – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DE 4,5 MM

Conforme explicado no item VI.1.3, o método permite detectar deslocamentos dinâmicos em qualquer direção. Desta forma, apresenta-se um exemplo de detecção de deslocamento periódico horizontal.

A antena móvel foi fixada em uma base nivelante e esta sobre uma placa revestida de fórmica, que permitia seu deslizamento. Os movimentos foram realizados manualmente. A FIGURA 97 ilustra a antena sobre a placa.

FIGURA 97 – Antena sobre a base nivelante na superfície de deslizamento

A FIGURA 98 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 14, com 73° de elevação (satélite de referência) e o PRN 22, com 9° de elevação (satélite de medida). A FIGURA 99 ilustra o espectro devido aos movimentos realizados. Da observação dos valores dos picos dos resíduos filtrados, verifica-se que a amplitude apresenta valor de 4,3 mm, muito próximo do valor real e dispensando a aplicação da correção angular.

O valor obtido de 4,3 mm se apresenta com confiabilidade de 0,6 mm, valor este, obtido no espectro por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e a amplitude média dos ruídos, FIGURA 100.

FIGURA 98 – Resíduos brutos do deslocamento horizontal de 4,5 mm

FIGURA 99 – Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 4,5 mm (horizontal)

FIGURA 100 – Espectro correspondente ao deslocamento horizontal de 4,5 mm

Os resíduos da dupla diferença de fase, após a aplicação da IFFT, apresentaram amplitude muito próxima do valor real e isso se deve ao fato de que o satélite tomado como referência foi o satélite mais alto. O sinal deste satélite sofre menos perturbações reflexivas e indutivas, contribuindo para uma maior estabilidade eletrônica do centro de fase da antena GPS. Tal estabilidade se reflete claramente nas baixas amplitudes dos ruídos remanescentes na dupla diferença de fase.

Para comprovação do fato mencionado acima, neste momento, ilustra-se, para comparação, os resíduos da dupla diferença de fase de uma determinada observação, onde os dados foram processados, ora considerando o satélite mais baixo como referência e ora considerando o mais alto. Os satélites em questão foram o PRN 05 (74°) e o PRN 23 (09°). A FIGURA 101 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase do satélite mais alto, quando foi tomado como referência o satélite com o menor ângulo de elevação (PRN 23). O comportamento dos resíduos ilustra nitidamente a influência do multicaminhamento, das reflexões e induções elétricas que interferem no sinal do satélite mais baixo. A consequência deste fato para o método é que as frequências baixas do

multicaminhamento abrangem uma faixa larga, desde o valor zero até 0,1 Hz (FIGURA 102). E isto pode prejudicar a detecção de deslocamentos periódicos de frequências inferiores a 0,1 Hz, caracterizando-se, então, como uma limitação do método quando são utilizadas antenas GPS externas simples.

FIGURA 101 – Resíduos brutos – satélite de referência com menor ângulo de elevação

FIGURA 102 – Espectro os resíduos brutos

A FIGURA 103, abaixo, ilustra os resíduos da dupla diferença de fase do satélite mais baixo, quando foi tomado como referência o satélite com o maior ângulo de elevação (PRN 05). O comportamento dos resíduos, por outro lado, se apresenta com multicaminhamento 'mais comportado', uma vez que o sinal do satélite mais alto sofre menos interferência das reflexões e induções elétricas do ambiente. Na FIGURA 104 pode-se observar que as frequências baixas do multicaminhamento abrangem uma faixa mais estreita, permitindo detectar deslocamentos horizontais periódicos de frequências menores que deslocamentos verticais. Além disto, comprova-se que a detecção de deslocamentos periódicos horizontais sofre menos degradação que a detecção de deslocamentos verticais.

FIGURA 103 – Resíduos brutos – satélite de referência com maior ângulo de elevação

FIGURA 104 – Espectro os resíduos brutos

VII.1.6.3 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM

Na sequência, se deu início aos deslocamentos periódicos de amplitude de 3 mm. A FIGURA 105 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 14 (76°) e PRN 22 (7°). Nos resíduos brutos não se consegue observar uma ‘descrição gráfica’ dos deslocamentos realizados. No espectro (FIGURA 106), porém, verificou-se o pico devido ao movimento periódico realizado. Na observação dos resíduos filtrados, após a aplicação da IFFT, verificou-se que a amplitude apresenta o valor de 1,4 mm. E este valor multiplicado pelo coeficiente de correção angular, 2, 0, atinge-se o valor de 2,8 mm.

FIGURA 105 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 3 mm

FIGURA 106 – Espectro correspondente aos deslocamentos de 3 mm

Numa observação mais detalhada do espectro da FIGURA 107 observa-se o pico na frequência na qual o oscilador mecânico operava, quando da realização deste ensaio, com valor de 0,33 Hz. No entanto, a amplitude do pico se apresenta e ou quase se confunde com a amplitude do ruído, e o valor de confiabilidade obtido, 1,4 mm, quase metade do próprio valor medido, não apresenta sentido para aplicações na área de engenharia civil.

FIGURA 107 – Espectro correspondente ao deslocamento de 3 mm

VII.1.7 – RECEPTOR DE 20 HZ

De posse de receptores TOPCON-JAVAD, emprestados pelo Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, foram repetidos diversos experimentos. O par de receptores LEGACY de 20 Hz, com memória interna possuía um par de antenas do tipo *chokering* (JPS REGANT_SD_E), as quais possuem anéis metálicos concêntricos que diminuem a interferência causada pelas reflexões nos sinais dos satélites mais baixos (item VI.7.1). Tomando por base os resultados dos ensaios realizados com receptores Leica e Novatel e antenas externas simples, decidiu-se iniciar os ensaios na cobertura da caixa d' água, FIGURA 108, considerado o local mais crítico para a detecção de deslocamentos dinâmicos milimétricos (item VII.1.4). Os ensaios foram iniciados deslocando-se uma das antenas com amplitude de 4,5 mm e posteriormente de 3 mm.

FIGURA 108 – Antenas GPS do tipo *chokering* sobre a cobertura da caixa d' água do Departamento de Transporte da EESC-USP

VII.1.7.1 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 4,5 MM

A FIGURA 109 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 28, com 75° de elevação (satélite de referência) e o PRN 31, com 8° de elevação (satélite de medida). A FIGURA 110 ilustra o espectro devido aos movimentos realizados. Da observação dos valores dos picos dos resíduos filtrados, verifica-se que a amplitude apresenta valor de 4,3 mm, muito próximo do valor real. Isto se deve à utilização das antenas GPS do tipo *chokering*.

O valor obtido de 4,5 mm se apresenta com confiabilidade de 0,8 mm, valor este obtido no espectro (FIGURA 110), por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e a amplitude média dos ruídos, que se mostra muito pequena.

FIGURA 109 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 4,5 mm

FIGURA 110 – Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de 4,5 mm de amplitude

VII.1.7.2 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 3 MM

Posteriormente, deu-se seqüência aos experimentos para a detecção de deslocamentos dinâmicos de amplitude de 3 mm. A FIGURA 111 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 28, com 76° de elevação (satélite de referência) e o PRN 31, com 9° de elevação (satélite de medida). A FIGURA 112 ilustra o espectro devido aos movimentos realizados, onde se observa, nitidamente, o pico devido ao deslocamento periódico de 3 mm. Da observação dos valores dos picos dos resíduos filtrados, verifica-se que a amplitude apresenta valor de 2,5 mm,.

O valor de 3 mm se apresenta com confiabilidade de 0,4 mm, valor este obtido no espectro (FIGURA 112), por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e a amplitude média dos ruídos.

FIGURA 111 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 3 mm

FIGURA 112 – Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 3 mm

A comparação dos espectros devido ao deslocamento periódico de amplitude de 3 mm, coletados com receptores equipados com antenas GPS externas simples (FIGURA 113) e com antenas GPS do tipo chokering (FIGURA 114), confirmam a relação direta da escolha do tipo de antena com as características do local onde serão realizadas observações, quando se pretende detectar deslocamentos de amplitude menor que 6 mm com grande confiabilidade. Na FIGURA 114, o pico aparece bem definido, permitindo a determinação da confiabilidade da medida, o que não ocorre com o pico da FIGURA 113.

FIGURA 113 – Espectro correspondente ao deslocamento de 3 mm de dados coletados com antena do tipo externa simples

FIGURA 114 – Espectro correspondente ao deslocamento de 3 mm de dados coletados com antena do tipo chokering

Diante destes resultados promissores, obtidos com a utilização de antenas chokering, passou-se à realização de experimentos para detectar deslocamento com amplitude de 2 mm, uma vez que um dos objetivos desta pesquisa é a determinação do menor valor de detecção de deslocamentos dinâmicos milimétricos com o GPS.

VII.1.7.3 – DESLOCAMENTO VERTICAL DE 2 MM

A FIGURA 115 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 28, com 76° de elevação (satélite de referência) e o PRN 29, com 16° de elevação (satélite de medida). A FIGURA 116 ilustra o espectro devido aos movimentos realizados. Da observação dos valores dos picos dos resíduos filtrados, verifica-se que a amplitude apresenta valor de 1,6 mm, muito próximo do valor real.

O valor de 2 mm se apresenta com confiabilidade de 0,8 mm, valor este, obtido no espectro (FIGURA 116), por meio da comparação direta entre o pico correspondente ao deslocamento periódico e as amplitudes médias dos ruídos, que se mostram pequenas em relação ao pico do deslocamento periódico. No mesmo espectro observam-se picos

elevados, de frequências menores que 0,2 Hz, de origem desconhecida, provavelmente causada pelas condições perversas do ambiente. Porém, o uso da antena *choking* mostrou-se eficaz para a detecção de deslocamentos periódicos de amplitude de 2 mm.

FIGURA 115 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 2 mm

FIGURA 116– Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 2 mm

Em virtude destes resultados, os experimentos de detecção de deslocamentos de amplitude de 2 mm foram repetidos em um ambiente considerado menos ruidoso, descrito anteriormente no item VII.1.6. Os resultados estão ilustrados nas FIGURAS 117 e 118. Pode-se observar no espectro (FIGURA 118), que o pico se mostra mais definido que o pico dos dados coletados do ambiente altamente ruidoso, além da amplitude dos picos dos ruídos serem menores. Neste ambiente, o valor de 2 mm se apresenta com confiabilidade de 0,7 mm. A tentativa de detecção de deslocamentos menores, por exemplo, de 1 mm, torna-se dispensável, uma vez que só teria sentido em oferecer este valor medido para a engenharia civil, com confiabilidade de décimo de milímetro o que, diante dos resultados e condições de contorno necessárias, seria impossível.

FIGURA 117 – Resíduos brutos do deslocamento vertical de 2 mm

FIGURA 118 – Espectro com pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 2 mm

Desta forma, finalizou-se a realização de experimentos para a obtenção de deslocamentos, afirmando-se que a menor amplitude de oscilação dinâmica detectável com o GPS, sob o método pesquisado, é de 2 mm, com confiabilidade de 0,5 mm.

No entanto, apenas ressaltando o que já foi mostrado anteriormente por meio dos resultados gráficos, os valores medidos e sua confiabilidade dependem do ambiente onde se realiza a medida e do equipamento utilizado. Os resultados dos experimentos ilustrados neste teste, evidenciam a eficiência e a potencialidade do método utilizado.

CAPÍTULO VIII

GPS X TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO E ACELERÔMETRO

*“ - Podes dizer-me, por favor, que caminho devo seguir para sair daqui?
- Isso depende muito de para onde queres ir - respondeu o gato.
- Preocupa-me pouco aonde ir - disse Alice.
- Nesse caso, pouco importa o caminho que sigas - replicou o
gato.”*

Lewis Carroll (Alice no País das
Maravilhas)

SUMÁRIO DETALHADO

VIII.1 - GPS X TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	124
VIII.1.1 - DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS	124
VIII.1.2 - RESULTADOS	127
VIII.2 - GPS X ACELERÔMETRO	129
VIII.2.1 - DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS	129
VIII.2.2 - RESULTADOS	130

Após a comprovação de que o GPS, sob o método utilizado (item VI.1) tem a capacidade de detectar deslocamentos dinâmicos de amplitude igual ou superior a 2 mm, neste capítulo estão apresentados resultados de experimentos que comprovam a veracidade dos valores obtidos com o GPS, para a caracterização dos deslocamentos dinâmicos e conseqüentemente, consagram o GPS, sob o método utilizado, como um excelente equipamento para o monitoramento do comportamento dinâmico de estruturas. Os ensaios foram realizados com equipamentos ditos 'convencionais' e muito utilizados em medições realizadas pela engenharia civil e mecânica.

VIII.1 – GPS X TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO

VIII.1.1 – DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS

Os resultados apresentados abaixo foram obtidos de experimentos realizados em uma passarela para pedestres, sob vibração forçada. Detalhes deste ensaio, sobre todos os requisitos necessários para a realização de medidas com o equipamento GPS, estão apresentados no item IX.1. Neste momento, a atenção é voltada para a comparação dos resultados obtidos das medições realizadas na passarela, apresentada no item V.1. Ela foi instrumentada em seu tramo de número 2, com receptor GPS com taxa de coleta de 20 Hz, equipado com antena do tipo chokering, sobre o oscilador eletro-mecânico (item VII.1.2) e com um transdutor de deslocamento KIOWA DT 100, com sistema de aquisição de dados VISHAY de 20 canais e taxa de 10 Hz, modelo 5100B Scanner. As FIGURAS 119 e 120 ilustram estes instrumentos posicionados na passarela.

FIGURA 119 – Disposição dos receptores GPS e do transdutor de deslocamento em relação à passarela

Fonte: PLETZ (2003), modificado pela autora

FIGURA 120 – Antena GPS móvel instalada sobre o tabuleiro da passarela e transdutor de deslocamento sob o tabuleiro

O tripé, que serviu de apoio para o oscilador eletro-mecânico e para a antena GPS, foi encaixado em pequenas depressões realizadas no tabuleiro, para evitar que o mesmo não se deslocasse no momento do ensaio de vibração forçada (FIGURA 121). A utilização de tripés, em ensaios desta natureza, deve ser evitada sempre que possível, porque pode diminuir a capacidade de transmissão das vibrações para os equipamentos sobre ele. Porém, a comparação entre os valores teóricos e experimentais permite afirmar que,, neste caso, ocorreu a transmissão fiel das vibrações sofridas pela passarela, para a antena GPS.

FIGURA 121 – Detalhe da fixação da ponteira do tripé no tabuleiro da passarela

Na FIGURA 122 ilustra-se detalhe do transdutor de deslocamento fixo ao tabuleiro e a FIGURA 123 ilustra o sistema de aquisição de dados do transdutor.

FIGURA 122 – Transdutor de deslocamento fixado na parte inferior do tabuleiro

FIGURA 123 – Sistema de aquisição de dados do transdutor

Para um conhecimento aproximado do comportamento dinâmico do tramo de número 2, foram realizados três experimentos com pedestres caminhando sobre a passarela e o monitoramento da amplitude e frequência dos deslocamentos verticais foi realizado por dois observadores. Um observador, por meio de uma estação total e um pedaço de trena fixado no centro do tramo 2, determinou a amplitude média aproximada do deslocamento vertical provocado pelos pedestres. Outro observador, com o auxílio de um cronômetro, determinou a frequência aproximada de vibração do tabuleiro sob a ação dos pedestres, na mesma ocasião. E os valores obtidos para a amplitude variaram entre 8 e 12 mm e para frequência variaram na faixa de 100 a 120 ciclos por segundo, valor este de frequência de vibração induzida por pessoa, de acordo com o apresentado pelo CEB (item III.7.1). Na sequência, foram programados os experimentos com os equipamentos de medida, GPS e transdutor de deslocamento.

Durante os ensaios, a antena foi fixada no oscilador eletro-mecânico para se ter um pico no espectro, de frequência e amplitude conhecidas, e então, servir de calibrador para o pico devido ao deslocamento da passarela. Assim, o oscilador foi ajustado para aplicar movimentos de amplitude de 3 mm, com frequência de 1 Hz na antena. Os ensaios de vibração forçada foram realizados utilizando-se 14 pessoas, que caminharam de forma ordenada sobre o tabuleiro (FIGURA 124). O ensaio teve duração aproximada de 10 minutos.

FIGURA 124 – Pedestre caminhando sobre a passarela

VIII.1.2 – RESULTADOS

Na FIGURA 125 ilustram-se os dados obtidos com o transdutor de deslocamento. Por meio dos valores máximos e mínimos registrados, determinou-se o valor da amplitude do deslocamento, resultando em 11,4 mm. Aplicando-se a FFT a estes valores, no espectro pode-se ver claramente o pico correspondente aos movimentos periódicos registrados pelo transdutor de deslocamento, com frequência de 1,9 Hz (FIGURA 126).

FIGURA 125 – Dados obtidos com o transdutor de deslocamento

FIGURA 126 – Espectro com pico correspondente às oscilações da passarela

Durante o experimento, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 74° (PRN 28) e 18° (PRN 29), respectivamente. A análise dos resíduos do processamento da dupla diferença de fase, na FIGURA 127, permite identificar a existência de movimentos periódicos de grande amplitude. A análise espectral dos resíduos, FIGURA 128 permitiu identificar a existência de dois picos, de acordo com o esperado, sendo um pico devido

aos movimentos aplicados na antena pelo oscilador, com frequência de 1 Hz e o outro correspondente ao movimento periódico dos pedestres sobre o tabuleiro, com frequência de 1,9 Hz. Valor este, que concorda exatamente com o apresentado pela literatura (item III.7.1), isto é, de acordo com PRETLOVE et al. (in CEB, 1991), a frequência média de resposta de uma passarela à ação de caminhar de pedestres é de 2 Hz com desvio padrão de 0,175 Hz. Ainda, a observação dos resíduos ilustrados na FIGURA 127 permite identificar graficamente a existência de deslocamentos de grande amplitude, que correspondem aos deslocamentos sofridos pelo tabuleiro, da ordem de 11 mm, mas não permitem identificar os deslocamentos de amplitude de 3 mm, aplicados na antena pelo oscilador, estando de acordo com uma das conclusões extraídas das séries de experimentos apresentados no Capítulo VII, item VII.1.5.

FIGURA 127 – Resíduos brutos dos deslocamentos verticais da passarela e do dispositivo

FIGURA 128 – Espectro com o pico correspondente ao deslocamento do oscilador e da passarela

Através da comparação direta da amplitude dos picos, por meio de uma simples regra de três, determina-se o valor da amplitude do deslocamento da passarela, pois se sabe o valor correspondente à amplitude do deslocamento aplicado pelo dispositivo, 3 mm. Medindo-se na FIGURA 128, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5\text{ cm} \longrightarrow 3\text{ mm} \\ 9,0\text{ cm} \longrightarrow x \end{array} \right\} x = 11\text{ mm} \quad [32]$$

Comparando-se os valores obtidos com o GPS e com o transdutor, apresentados na TABELA 7 têm-se:

TABELA 7 – Valores de frequência natural e amplitude de deslocamento obtida com o GPS e com o transdutor

Equipamento	Frequência natural (Hz)	Amplitude do deslocamento vertical (mm)
GPS – 20 Hz e antena chokering	1,9	11,0
Transdutor de deslocamento-100 mm	1,9	11,4

VIII.2 – GPS X ACELERÔMETRO

VIII.2.1 – DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS

Os resultados apresentados abaixo foram obtidos de experimentos realizados com o objetivo de comparar os resultados obtidos com acelerômetro e com o GPS. Estes ensaios foram realizados na *University of New Brunswick* (UNB), Canadá, na cobertura do edifício *Head Hall*, caracterizado como um ambiente altamente ruidoso. No ensaio, foram utilizados receptores GPS Novatel, da família OEM4, com antenas GPS de tecnologia *pinwheel*, de propriedade do CCGE e um acelerômetro ADXL05 MEMS, com precisão de $\pm 0,5$ m/s, resposta de zero até 100 Hz, e capacidade de coleta de dados com taxa de 10, 100 e 1000 Hz, de propriedade do Dr. Richard Langley. A FIGURA 129 ilustra o ambiente onde foram realizados os experimentos, bem como os equipamentos envolvidos.

FIGURA 129 – Ilustração dos receptores GPS sobre pilares na cobertura do edifício *Head Hall*, UNB

NA FIGURA 130 apresenta-se detalhe do oscilador eletro-mecânico, sobre um dos pilares, com uma das antenas GPS encaixada por meio de um cilindro de aço, no qual se fixou o acelerômetro. Os dados do acelerômetro foram coletados em um pequeno computador de mão ('palm-top'). Os experimentos foram programados para aplicar movimentos verticais na antena GPS com frequência de 0,9 Hz e amplitude de 12 mm.

FIGURA 130 – Ilustração do oscilador eletro-mecânico com uma antena GPS o e acelerômetro

VIII.2.2 – RESULTADOS

Os dados registrados pelo acelerômetro, com taxas de 10 Hz, estavam na unidade de volts. A conversão para aceleração se deu pela equação:

$$\text{acc}(\text{m/s}^2) = 20,77 * \text{volts} - 36,81 \quad [33]$$

A aplicação da FFT nos dados registrados com taxa de 10 Hz fornece, então, o espectro com um pico na frequência de 0,90 Hz, ilustrado na FIGURA 131.

FIGURA 131 – Espectro dos dados coletados com o acelerômetro

Os dados GPS foram coletados com taxa de 5 Hz, e os satélites de medida e de referência estavam próximos a 81° (PRN 02) e 9° (PRN 27), respectivamente. A análise dos resíduos do processamento da dupla diferença de fase, na FIGURA 132, permite identificar a existência de movimentos periódicos. A análise espectral dos resíduos, FIGURA 133 permitiu identificar a existência do pico correspondente aos movimentos aplicados na antena pelo oscilador, com frequência de 0,9 Hz. No espectro, podem ser observadas, também, as baixas frequências devido ao multicaminhamento. A amplitude média do deslocamento obtida por meio da aplicação da Transformada Inversa, IFFT, apresenta o valor de 7 mm. Com a aplicação do coeficiente de correção angular, a amplitude atinge o valor de 10,5 mm. A degradação de 1,5 mm, que impede de atingir o valor do deslocamento real, de 12 mm, se deve ao multicaminhamento.

FIGURA 132 – Resíduos brutos do satélite mais alto

FIGURA 133 – Espectro com o pico correspondente às oscilações periódicas aplicadas pelo oscilador

Comparando-se os valores obtidos com o GPS e com o acelerômetro, apresentados na TABELA 8 têm-se:

TABELA 8 – Valores de frequência natural e amplitude de deslocamento obtida com o GPS e com o transdutor

Equipamento	Frequência natural (Hz)
GPS – 5 Hz e antena pinwheel	0,9
Acelerômetro	0,9

Os valores de frequência determinados pelo GPS podem ser considerados mais precisos que os obtidos pelo acelerômetro, porque o tempo GPS está baseado nos relógios atômicos de césio e rubídio dos satélites, permitindo a este equipamento, registrar dados ao longo do tempo, com precisão de aproximadamente 1 micro segundo em relação ao Tempo Universal Coordenado (UTC).

CAPÍTULO IX

RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO GPS PARA A CARACTERIZAÇÃO DE DESLOCAMENTOS DINÂMICOS DE OBRAS VIÁRIAS

*“Não andes pelo caminho traçado; ele conduz
somente até onde os outros já foram.”*

Albert Einstein

SUMÁRIO DETALHADO

IX.1 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PASSARELA ESTAIADA DE MADEIRA	134
IX.1.1 - APRESENTAÇÃO DA PASSARELA	134
IX.1.2 - ENSAIOS PRELIMINARES	134
IX.1.3 - ENSAIOS FINAIS	138
IX.1.4 - ENSAIOS FINAIS	143
IX.2 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE ESTAIADA – HAWKSHAW BRIDGE	143
IX.2.1 - APRESENTAÇÃO DA PONTE	143
IX.2.2 - PLANEJAMENTO E ENSAIOS PRELIMINARES	146
IX.2.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	152
IX.2.3.1 - PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	154
IX.2.3.2 - PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES TRIMBLE 5700	155
IX.2.3.3 - SEGUNDO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	157
IX.2.3.4 - TERCEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	158
IX.2.3.5 - QUARTO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4	160
IX.2.3.6 - ANÁLISE DOS DADOS DO ACELERÔMETRO	161
IX.2.3.7 - EQUIPE PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO	161
IX.2.3.8 - ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS	162
IX.3 - RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE SUSPensa – PIERRE-LAPORTE BRIDGE	163
IX.3.1 - APRESENTAÇÃO DA PONTE	163
IX.3.2 - INFORMAÇÕES PARA PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	164
IX.3.3 - RESULTADOS – PRIMEIRA SESSÃO ANALISADA	165
IX.3.4 - RESULTADOS – SEGUNDA SESSÃO ANALISADA	166
IX.3.5 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS DISTINTOS	168
IX.3.6 - ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS	169

IX.1 – RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PASSARELA ESTAIADA DE MADEIRA

IX.1.1 – APRESENTAÇÃO DA PASSARELA

A passarela estaiada de madeira construída na Escola de Engenharia de São Carlos, já mencionada no item V.1, foi a primeira estrutura viária onde se aplicou o método de coleta de dados com o GPS. De acordo com o exposto por PLETZ (2003), a passarela possui tabuleiro de madeira *Pinus Taeda*, fornecida gratuitamente pela empresa Battistella S. A. A madeira usada para a torre e para as duas primeiras lâminas laterais dos módulos do tabuleiro foi o Eucalipto Citriodora. A torre é constituída por um poste com treze metros de comprimento, 55 centímetros de diâmetro na base e 45 cm no topo. O tabuleiro teve a altura de sua seção transversal definida pela condição de limitação da aceleração máxima das vibrações ao limite proposto pelo Eurocode 5, parte 2. Os diâmetros das barras de aço dos estais e dos cabos de sustentação foram determinados pelo limite de vibração, pela condição de segurança e pela disponibilidade de mercado. A passarela foi subdividida em sete módulos com dimensões nominais de 5 m de comprimento, 2 m de largura, 20 cm de altura; cada um deles constituído de 37 lâminas que medem 5 cm de largura por 20 centímetros de altura e 5 m de comprimento. Sendo o tabuleiro em curva, a curvatura das placas exigiu que cada lâmina tivesse um comprimento diferente. O raio de curvatura dos módulos tem valor de 32, 51 m.

IX.1.2 – ENSAIOS PRELIMINARES

A passarela, depois de concluída, foi exposta a uma série de ensaios estáticos e dinâmicos (PLETZ, 2003). Para a realização dos ensaios estáticos, ela foi submetida a carregamentos, enchendo-se com água, piscinas de material plástico, dispostas ao longo de seu comprimento, conforme ilustrado na FIGURA 134. Para a determinação dos deslocamentos verticais sofridos, foram fixados dez prismas, para leitura através de uma Estação Total TC 400. Três prismas foram fixados na seção central do segundo módulo, três na seção central do quarto módulo, um prisma em cada um dos três blocos de fundação e um no topo do mastro (FIGURA 135). No tabuleiro, foram realizadas leituras em trinta e nove pontos usando um nível ótico NI002, nas diversas situações de carregamento e sob diferentes condições de temperatura. A autora teve a oportunidade de acompanhar os ensaios e realizar as leituras topográficas durante suas etapas, que tiveram a duração de três semanas e meia. Desta forma, foi possível a familiarização com o comportamento

estrutural da passarela, o que foi fundamental para a escolha do módulo a ter os deslocamentos medidos no ensaio com o equipamento GPS. Maiores detalhes do ensaio estático podem ser vistos em PLETZ (2003).

FIGURA 134 – Vista da passarela sob ação de carga estática

Fonte: PLETZ (2003)

FIGURA 135 – Vista dos prismas fixados em um dos tramos

Fonte: PLETZ (2003)

Previamente à realização dos ensaios de vibração forçada na passarela, com pedestres caminhando sobre o tabuleiro, foram realizados experimentos de detecção de deslocamentos de amplitude de 3 mm e 4,5 mm na passarela, movimentando-se apenas a antena; a passarela não foi excitada. Estes ensaios foram realizados com receptores LEICA SR 530 e antenas externas simples, AT 502, coletando-se com taxa de 5 Hz. Os experimentos foram realizados para a caracterização do ambiente, onde se encontra a passarela, quanto a ser muito ou pouco ruidoso e foi escolhido o tramo de número 03 para fixar a antena GPS móvel, distanciando-a o máximo possível do edifício e da

projeção de sua cobertura. A FIGURA 136 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 18 (84°) e PRN 03 (10°). Na FIGURA 137 ilustra-se o espectro destes resíduos, onde se identifica o pico devido ao deslocamento periódico de amplitude de 3 mm, quando o oscilador operava com frequência de 0,55 Hz. No entanto, apesar de ser possível identificá-lo, a amplitude dos ruídos do ambiente não permite a apresentação de um valor de confiabilidade. Na FIGURA 138 ilustra-se os resíduos brutos dos deslocamentos verticais periódicos de 4,5 mm, e o espectro, na FIGURA 139 ilustra o pico bem definido na frequência de 0,7 Hz, permitindo a determinação do valor de confiabilidade para a medida.

FIGURA 136 – Resíduos brutos do satélite mais alto

FIGURA 137 – Espectro com o pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 3 mm

FIGURA 138 – Resíduos brutos do satélite mais alto

FIGURA 139 – Espectro com o pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 4,5 mm

Todavia, dos ensaios estáticos, verificou-se que o tramo da passarela que apresentava maior flexibilidade vertical e horizontal era o tramo de número 2 e onde, então, os experimentos de vibração forçada deveriam ser realizados. Desta forma, outro

experimento de movimentos verticais da antena móvel, com amplitude de 3 mm, foram executados. A FIGURA 140 ilustra, em planta, a disposição da passarela, dos receptores GPS com antena estática e móvel e da estação total.

FIGURA 140 – Ilustração da passarela em planta com indicação das estações GPS

Fonte: PLETZ (2003), modificada pela autora

A FIGURA 141 ilustra os resíduos brutos da dupla diferença de fase entre os satélites PRN 18 (85°) e PRN 03 (16°). Na FIGURA 142 ilustra-se o espectro destes resíduos, onde se identifica o pico devido ao deslocamento periódico de amplitude de 3 mm, quando o oscilador operava com frequência de 0,7 Hz . No entanto, a amplitude média dos ruídos deste ambiente quase apresenta a mesma amplitude do pico em questão. Isto permitiu concluir, que a aproximação da antena GPS da face do edifício do Laboratório de Madeiras, resultou numa considerável acentuação do multicaminhamento e reflexão dos sinais dos satélites em questão, degradando totalmente a detecção do movimento, uma vez que não permitiu a determinação do valor de confiabilidade.

FIGURA 141 – Resíduos brutos do satélite mais alto

FIGURA 142 – Espectro com o pico correspondente às oscilações periódicas de amplitude de 3 mm

Conseqüentemente, os ensaios de vibração forçada com os receptores equipados com antena externa simples, no tramo 2, tiveram os resultados de 4 experimentos realizados, prejudicados pelo multicaminhamento e ruídos acentuados. Em nenhum deles foi possível identificar no espectro, picos correspondentes aos deslocamentos aplicados na antena pelo oscilador e pela ação de caminhar dos pedestres.

IX.1.3 – ENSAIOS FINAIS

Na sequência, foi possível realizar ensaios de vibração forçada na passarela, com receptores TOPCON-JAVAD, equipados com antena chokering. De acordo com os resultados dos experimentos apresentados no item VII.1.7, a utilização de antenas com recursos para diminuir a captação de sinais de multicaminhamento e refletidos em ambientes altamente ruidosos, permitem a detecção de descolamentos de amplitudes maior ou igual a 2 mm, com confiabilidade de 0,5 mm. Assim, programou-se e realizaram-se ensaios de vibração forçada na passarela, com os receptores TOPCON-JAVAD. Os receptores foram dispostos de acordo com as indicações da FIGURA 140. As figuras apresentadas a seguir, mostram o tripé com a antena sobre o oscilador no meio do tramo de número 2, FIGURA 143; a FIGURA 144 ilustra a estação de referência e a FIGURA 145 ilustra os pedestres caminhando de forma ordenada no tabuleiro.

FIGURA 143 – Estação GPS móvel no tramo 2

FIGURA 144 – Estação GPS fixa

FIGURA 145 – Pedestres caminhando sobre o tabuleiro da passarela

Para a excitação da passarela, 14 pedestres, sendo estes alunos de pós-graduação do Departamento de Transportes e do LaMEM, caminharam sobre o tabuleiro de forma ordenada. Quando a coleta dos dados se iniciou, os pedestres já estavam posicionados sobre o tabuleiro. Assim, na ‘descrição gráfica’ dos resíduos da dupla diferença de fase estariam ilustrados apenas os deslocamentos dinâmicos e não o deslocamento inicial

vertical e lateral do tramo de número 2. Em outras palavras, não seria possível visualizar por meio dos resíduos, o deslocamento vertical do tabuleiro, saindo de sua condição considerada de repouso (sem pedestres), para a posição final (carregada com 14 pessoas).

O oscilador eletro-mecânico foi ajustado para aplicar na antena um deslocamento de amplitude de 12 mm e frequência de 1,1 Hz. Neste experimento, em relação ao apresentado no item VIII.1.1, decidiu-se aumentar a amplitude do deslocamento para 12 mm, em vez de se utilizar a amplitude de 3 mm, para a realização de uma comparação direta entre os picos, no espectro, mais precisa (item VI.6). O transdutor de deslocamentos foi posicionado sob o tabuleiro, no mesmo ponto de projeção do centro da antena GPS, de acordo com as FIGURAS 119 e 120, do item VIII.1.1.

Na FIGURA 146 ilustram-se os dados obtidos com o transdutor de deslocamento. Por meio dos valores máximos e mínimos registrados, determinou-se o valor da amplitude do deslocamento, resultando em 13 mm. Aplicando-se a FFT a estes valores, no espectro pode-se ver claramente o pico correspondente aos movimentos periódicos registrados pelo transdutor de deslocamento, com frequência de 2,0 Hz (FIGURA 147).

FIGURA 146 – Dados obtidos com o transdutor de deslocamento

FIGURA 147 – Espectro dos dados registrados pelo transdutor de deslocamento

Durante o experimento, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 74° (PRN 28) e 05° PRN (26), respectivamente. A FIGURA 148 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase entre estes satélites. A análise espectral destes resíduos (FIGURA 149) permite extrair o valor da frequência da máquina, 1,1 Hz e o valor da frequência da passarela, 2,1 Hz, sob vibração forçada. NA FIGURA 149, pode-se observar, também, que o pico correspondente aos deslocamentos periódicos aplicados na antena pelo oscilador é perfeito (não possui picos menores ao redor do pico principal), pois os movimentos são

aplicados com determinada frequência constante. Já, o pico correspondente ao deslocamento provocado pela ação de caminhar dos pedestres, embora ordenado, não é perfeito, porque cada pessoa possui um comprimento de passo e um determinado peso.

FIGURA 148 – Resíduos brutos do satélite mais alto - deslocamentos verticais da passarela e do dispositivo

FIGURA 149 – Espectro com os picos correspondentes às oscilações aplicadas pelo oscilador e dos pedestres na passarela

Através da comparação direta da amplitude dos picos ilustrados na FIGURA 149, determinou-se o valor da amplitude do deslocamento da passarela, pois se sabe o valor correspondente à amplitude do deslocamento aplicado pelo dispositivo, 12 mm. Medindo-se na FIGURA 149, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} 8,3 \text{ cm} \longrightarrow 12 \text{ mm} \\ 9,0 \text{ cm} \longrightarrow x \end{array} \right\} x = 13 \text{ mm} \quad [14]$$

Comparando-se os valores obtidos com o GPS e com o transdutor, apresentados na TABELA 9 têm-se:

TABELA 9 – Valores de frequência natural e amplitude de deslocamento obtida com o GPS e com o transdutor

Equipamento	Frequência natural (Hz)	Amplitude do deslocamento vertical (mm)
GPS – 20 Hz e antena chokering	2,1	13,0
Transdutor de deslocamento-100 mm	2,0	13,0

Dois outros experimentos foram realizados, com duração de 12 minutos, com o objetivo de tentar detectar frequências naturais e harmônicas da passarela, nos dias 19 e 20 de fevereiro de 2003. Durante estes dois outros ensaios, o satélite de referência, PRN 29, estava com 16° de elevação e o satélite de medida, PRN 28, estava com 78° de elevação e a

passarela não foi instrumentada com transdutor de deslocamento. A análise espectral mostrou a ocorrência de mais dois picos, além do pico devido às oscilações provocadas pelo oscilador na antena, com valor de frequência de 1,1 Hz e do pico devido à ação de caminhar, com frequência de 2,0 Hz, ilustrados na FIGURA 150. A FIGURA 151 ilustra o espectro dos resíduos de dados GPS coletados no dia 052 de 2003.

FIGURA 150 – Espectro com o pico correspondente ao deslocamento periódico causado pelo oscilador, pela ação dos pedestres e frequência dos primeiro e segundo modo vertical de vibração (19/02/03)

FIGURA 151 – Espectro com o pico correspondente ao deslocamento periódico causado pelo oscilador, pela ação dos pedestres e frequência dos primeiro e segundo modo vertical de vibração (20/02/03)

O terceiro pico, com frequência de 3,1 Hz, corresponde ao valor da frequência natural vertical da passarela, de acordo com PLETZ (2003), que aponta o valor de 3,2 Hz. O quarto pico, com frequência igual a 4,1 Hz corresponde à frequência do segundo modo de vibração, de acordo com exposto por PRETLOVE et al., (1999).

IX.1.4 – ENSAIOS FINAIS

Os ensaios realizados na passarela estaiada de madeira configuram um exemplo de ensaio sob situação real de uma estrutura sob ação de pedestres, cuja comparação dos resultados obtidos com o GPS e obtidos pelo transdutor de deslocamento, confirma a fidelidade dos resultados obtidos pelos GPS para a caracterização de comportamento dinâmico de estruturas. Conseqüentemente, os resultados comprovam a eficiência e a potencialidade do método utilizado, na obtenção dos valores das frequências e da amplitude dos deslocamentos dinâmicos, mostrando que a limitação imposta pela necessidade de uma configuração geométrica especial, neste caso, não prejudicou em nenhum momento a programação e realização dos ensaios. A utilização do oscilador eletro-mecânico como calibrador, mostrou-se confiável. O valor da amplitude do deslocamento obtido pela comparação dos picos (um devido ao movimento causado pelo oscilador na antena e o outro pelo caminhar das pessoas), no espectro, apresenta valor igual ao detectado pelo transdutor de deslocamento.

IX.2 – RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE ESTAIADA – *HAWKSHAW BRIDGE*

IX.2.1 – APRESENTAÇÃO DA PONTE

No decorrer do desenvolvimento da pesquisa, definiu-se como uma das etapas a serem cumpridas, a realização de experimentos para testar o método de coleta de dados GPS em uma ponte. Durante o doutorado sanduíche, a autora, com a colaboração do orientador do exterior, conseguiu realizar tais experimentos. Em uma das reuniões semanais com o grupo de pesquisa (GRL – Geodetic Research Laboratory) coordenado pelo Dr. Richard Langley, do qual a autora fez parte, levantou-se a idéia de realizar os ensaios em uma das pontes localizadas na própria província de New Brunswick. Assim, o orientador e a autora entraram em contato com os engenheiros do ‘New Brunswick Department of Transportation’ (NBDT) e deram início as atividades necessárias para a realização dos ensaios em uma das pontes da província. Após levantamento realizado pelo NBDT, os engenheiros sugeriram realizar os experimentos na *Hawkshaw Cable-Stayed Bridge* por ser uma das pontes estaiadas mais longas da província e cujo tráfego se caracterizava, em 90%, por caminhões que transportam papel e madeira.

A ponte estaiada, *Hawkshaw Bridge*, ilustrada na FIGURA 152 e já mencionada no item V.2.2, onde é apresentada a descrição estrutural deste tipo de ponte, localiza-se na província de *New Brunswick*, no Canadá, na *Hawkshaw Bridge Road*, 0,20 km Norte, intersecção com a Rodovia 2, no distrito de *Nackwic*, ligando as duas margens do *Saint John River*. Este local se situa a 40 km da capital *Fredericton*, onde está uma das unidades da *University of New Brunswick*.

FIGURA 152 – Vista da *Hawkshaw Cable – Stayed Bridge*, em *New Brunswick*, Canadá

A *Hawkshaw Bridge* é composta por um tabuleiro em viga de aço I, com três vãos constituindo um tabuleiro em rampa. Inaugurada em 1967, a ponte tem seu eixo longitudinal predominantemente na direção norte-sul. O vão central possui 217 m de comprimento, o vão voltado para a direção norte possui 29,44 m e vão sul possui 54,44 m, num total de 301,20 m. O tabuleiro é suportado por duas torres de aço em seção caixão, com 36 m de altura onde se fixam seis cabos de aço de cada lado, em disposição tipo harpa (FIGURA 153), descrito no item V.2.2. O tabuleiro tem largura de 7,92 m, com duas faixas de tráfego em sentidos opostos, sem acostamentos, com passeio de largura de 0,60 m e guarda-corpo com 1,10 m de altura, em aço galvanizado (FIGURA 154). A ponte passou por inspeção no mês de setembro de 2002 e de acordo com o relatório dos engenheiros responsáveis, não apresentava problemas significantes para a segurança dos usuários e que pudessem comprometer a vida útil da sua estrutura. Estas informações foram extraídas do relatório 'Bridge Inspection Report' / 'Bridge Replacement Report', de responsabilidade de SMITH (2003).

FIGURA 153 – Vista da torre sul e dos cabos estaiados

FIGURA 154 – Vista da lateral oeste do guarda-corpo da ponte

O NBDT forneceu o relatório mencionado acima e cópia do jogo completo das pranchas que fizeram parte do projeto da ponte, que por serem cópia das pranchas não originais do projeto, não se apresentam com boa definição. No entanto, o NBDT não possuía informações de estudos sobre o comportamento dinâmico da ponte, o que foi confirmado pelo Dr. Adam Chrzanowisk (diretor do CCGE), que conheceu o projetista da ponte *Hawkshaw Bridge*. Este mencionou que na época da concepção da ponte se adotava valores mais altos de coeficientes de segurança nos projetos e não havia estudos de comportamento dinâmico das estruturas, como são realizados hoje, para a concepção das chamadas pontes ‘modernas’. Conseqüentemente, os engenheiros do NBDT solicitaram a autora e ao orientador no exterior apresentar relatório sobre os resultados dos ensaios dinâmicos que seriam realizados. Nas FIGURAS a seguir estão apresentadas a vista da seção longitudinal da ponte, a vista superior e a vista lateral da conexão dos cabos na torres da ponte.

FIGURA 155 – Vista lateral da ponte Hawkshaw Bridge

Fonte: NBDT – Hawkshaw Bridge – General Layout – prancha nº 1, modificado pela autora

FIGURA 156 – Vista superior da ponte Hawkshaw Bridge

Fonte: NBDT – *Hawkshaw Bridge – General Layout* – prancha nº 1, modificado pela autora

FIGURA 157 – Vista lateral do detalhe da fixação dos cabos na torre

Fonte: NBDT – *Hawkshaw Bridge – Tower Layout* – prancha nº 8, modificado pela autora

IX.2.2 – PLANEJAMENTO E ENSAIOS PRELIMINARES

Após algumas visitas à ponte para observação do tráfego local e do comportamento dinâmico aproximado do vão central, a autora definiu que os próprios caminhões que constituíam o tráfego local seriam utilizados como carga móvel e estática, durante o ensaio na estrutura. A frequência do tráfego destes caminhões era em média de um caminhão a cada oito minutos, caracterizando o tráfego como não intenso. Em uma das visitas à ponte, por meio de uma Estação Total, observou-se que um determinado ponto do tabuleiro se deslocava verticalmente mais de 3 cm quando um caminhão iniciava a travessia do tabuleiro e este apresentava frequência próxima de 1 Hz. No entanto, estas medidas aproximadas foram realizadas com tráfego fluindo normalmente.

O NBDT foi comunicado, então, da necessidade de se ter no local, controladores de tráfego, uma vez que a pista leste precisaria ser fechada para instalação de equipamentos e somente a pista oeste ficaria aberta para atender o tráfego nos dois sentidos, e também, para controlar a liberação de caminhões para atravessar a ponte, de acordo com as

configurações de carregamento estabelecidas para o ensaio dinâmico. Assim, como objetivos a serem alcançados, foram definidos:

- Determinação das frequências vertical e transversal do vão central do tabuleiro, com o GPS, quando excitado pela travessia de caminhões;
- Determinação da amplitude dos deslocamentos dinâmicos verticais e transversais do vão central, quando submetido à ação do fluxo de caminhões, com o GPS;
- Determinação do deslocamento vertical e transversal do vão central, pelo tráfego de um ou mais caminhões, quando iniciam a travessia do tabuleiro até o meio do vão central, com tabuleiro previamente em situação de repouso (sem fluxo de caminhões), com o GPS;
- Determinação das frequências vertical e transversal do tabuleiro com o acelerômetro;
- Determinação da amplitude do deslocamento vertical do vão central, quando submetido à ação de um trem-tipo estacionado no meio do mesmo, por meio de medições com Estação Total;
- Realização das medições acima com um determinado trem-tipo com carga e sem carga;
- Determinação da direção e velocidade do vento;
- Definição do trem-tipo: o tráfego local de caminhões, conforme mencionado anteriormente, é constituído por 90% de caminhões em trânsito de saída ou chegada em uma indústria de extração de árvores e em uma indústria de fabricação de papel (*Pulp Mill*). O trem-tipo utilizado pela indústria de extração de árvores se constitui por uma carreta com três eixos traseiros (FIGURA 158), pesando, sem carga, 18 toneladas e 60 toneladas em média, quando carregada. O trem-tipo utilizado pela indústria de papel se constitui de um caminhão do tipo baú (FIGURA 159), com dois eixos traseiros, pesando 20 toneladas sem carga e 40 toneladas quando carregado. Estas informações foram obtidas diretamente, por meio de visita, nas sedes das duas indústrias mencionadas, que se situam a cerca de 20 km distante da ponte, no sentido sul da *Hawkshaw Bridge Road*.

FIGURA 158 – Trem-tipo - carreta

FIGURA 159 – Trem-tipo – caminhão baú

Na sequência, foram definidos os tipos de equipamentos que seriam utilizados para instrumentar a ponte:

- Um par de receptores GPS Novatel OEM4-DL4 (de propriedade do CCGE), equipados com antenas Pinwheel; constituindo uma estação móvel instalada no meio do vão central e uma estação fixa instalada fora da ponte;
- Três receptores GPS TRIMBLE 5700 (de propriedade do GGE) sendo dois equipados com antenas Zephyr™ Geodetic e uma antena TRIMBLE Sealth™ groundplane constituindo, então, duas estações fixas instaladas fora da ponte e uma estação móvel, com a antena groundplane, instalada no meio do vão central;
- Um acelerômetro triaxial da marca ENTRAN EGA3, com sistema de aquisição de dados (de propriedade do *Civil Engineering Laboratory* da UNB);
- Uma Estação Total TRIMBLE 5600 ($\pm 0,8 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$);
- Rádios para comunicação entre as pessoas que colaborariam durante o ensaio.

Os equipamentos GPS Novatel e TRIMBLE foram testados em diferentes taxas de coletas de dados realizadas na cobertura do edifício *Head Hall*, da UNB. O acelerômetro foi submetido a testes no CEL - UNB, para verificar sua sensibilidade em relação a deslocamentos de pequena amplitude, de frequências na faixa de 1 a 2 Hz. Diversas placas para coleta de dados, que compõem o sistema de aquisição de dado, foram testadas, verificando se a taxa de coleta, que seria utilizada, 5 Hz, apresentaria ruídos de grande amplitude ou falharia eventualmente, no registro dos dados ao longo do tempo. Para a realização destes ensaios a autoria teve a total colaboração do técnico chefe do CEL – UNB, E. Daniel Wheaton. A FIGURA 160 ilustra a realização de um dos ensaios com o acelerômetro fixado no oscilador, alimentado por bateria e conectado ao computador e ao sistema de aquisição de dados, no CEL – UNB. O oscilador foi programado para operar na velocidade mais baixa, resultando em movimento com frequência de 0,60 Hz, para gerar um pico distinto das frequências esperadas para o tabuleiro. Não foi possível utilizar equipamento para medir a velocidade e direção do vento, pois o departamento de meteorologia da província só possuía um e este estava sendo utilizado pela estação meteorológica instalada na cidade de *Saint John*.

FIGURA 160 – Realização de teste com o acelerômetro no CEL - UNB

A FIGURA 161 ilustra a posição onde foi instalado cada um dos equipamentos mencionados acima, em relação a *Hawkshaw Cable-Stayed Bridge*.

FIGURA 161 – Localização dos instrumentos utilizados no monitoramento da ponte

As FIGURAS abaixo, ilustram o local onde cada equipamento foi instalado. Dois receptores GPS que constituíram as estações fixas foram instalados no topo de uma montanha de cascalho, a 30 m do final do vão sul da ponte, sendo este o local mais alto nas proximidades da ponte. Para cada estação fixa, REF 2 e REF 3, foi utilizado um receptor Novatel OEM4-DL4 com antena Pinwheel e um receptor TRIMBLE 5700 com antena Zephyr™ Geodetic. Todos os receptores foram programados para coletar dados com taxa de 5 Hz.

FIGURA 162 – Montanha de cascalho próxima ao vão sul da ponte

FIGURA 163 – Detalhe dos receptores GPS REF 2 e REF 3

A FIGURA 164 permite visualizar a situação da pista leste interditada para montagem dos equipamentos no meio do vão central e alguns assistentes do NBDT. A instalação das antenas GPS em tripés foi descartada, uma vez que estes podem não transmitir com perfeição as oscilações da estrutura, neste caso o tabuleiro, para os equipamentos de medição. Assim, foi projetada e confeccionada uma peça de madeira para ser encaixada no guarda-corpo da ponte e servir de suporte para os equipamentos de medição. As medidas do guarda-corpo foram extraídas das pranchas de projeto da ponte e repassadas aos marceneiros da *Faculty Stor*, do *Civil Engineering Building*. Sobre a peça de madeira foi fixado o oscilador eletro-mecânico, pois também seriam aplicados movimentos verticais conhecidos nas antenas para na análise espectral usar, se necessário, o pico devido a estes movimentos, com 'régua' para comparar e calcular a amplitude dos deslocamentos do tabuleiro da ponte, seguindo o exemplo dos experimentos realizados na passarela de madeira (item IX.1.3). Sobre o cilindro de aço, que se encaixa no pistão do oscilador foi fixada uma barra de aço, onde em uma das extremidades se encaixou uma antena GPS *pinwheel*, conectada ao receptor Novatel e na outra se encaixou a antena *groundplane* TRIMBLE Sealth™, conforme ilustrado na FIGURA 165. Como algumas medições seriam realizadas com Estação Total, foi confeccionada uma peça de aço para fixar o prisma no cilindro de aço instalado no oscilador, conforme ilustrado na FIGURA 166. O acelerômetro foi fixado no suporte de madeira, como mostra a FIGURA 166. Próximos ao final do vão norte foram instalados mais dois equipamentos, a terceira estação GPS fixa e a Estação Total.

FIGURA 164 – Vista geral da pista interditada para instalação de equipamentos no vão central. À esquerda, Ronald H. Joyce ('Senior Technical Advisor – Maintenance and Traffic') e à direita Neil Hill ('Bridge Superintendent')

FIGURA 165 – Suporte de madeira com oscilador, prisma e antenas GPS

FIGURA 166 – Vista do acelerômetro fixado no suporte de madeira

As FIGURAS 167 e 168 ilustram a constelação dos satélites no dia em que seriam realizados os ensaios na ponte e a elevação dos mesmos para determinar os horários de início e fim de cada coleta, uma vez que o método requer ao mesmo tempo um satélite com elevação próxima ao zênite e outro próximo à linha do horizonte. Os gráficos estão relacionados ao tempo local GMT (00:00) e subtraindo-se 4 h, se obtém a hora do local do

ensaio (provincia de NB). Os ensaios foram realizados no dia 30 de outubro de 2003, após ter sido adiado três vezes por motivo de previsão de chuva e ou queda de flocos de neve.

FIGURA 167 – Constelação de satélites no dia 30/10/03 – GMT (00:00)

FIGURA 168 – Elevação dos satélites do dia 30/10/03 – GMT (00:00)

IX.2.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS

Conforme mencionado anteriormente, no item IX.2.1, o tráfego na região onde se localiza a ponte é constituído por 90% de caminhões, fato gerado pela presença de duas grandes indústrias nas proximidades da ponte. No entanto, o fluxo é baixo, ocorrendo um caminhão a cada oito minutos em média. Desta forma, os receptores foram mantidos ligados durante os ensaios e optou-se por anotar a hora de entrada e saída dos trens-tipo na ponte. Neste documento, escolheu-se para apresentar os resultados dos ensaios de prova de carga, que apresentaram as seguintes configurações de carregamento:

- Um trem-tipo vazio de 18 toneladas atravessando a ponte;
- Um trem-tipo carregado de 60 toneladas atravessando a ponte;
- Quatro trens-tipo, sendo três carregados e um vazio, atravessando a ponte.

Os trens-tipo levavam em média 45 segundos para atravessar a ponte, quando solicitado ao motorista, pelos agentes de tráfego, parar antes de iniciar a travessia da ponte. Este procedimento foi realizado com o objetivo de se detectar, nos resíduos dos dados GPS, o deslocamento vertical e transversal do tabuleiro, quando o trem-tipo dava início à entrada no tabuleiro, quando atingia o vão central (onde ocorre o máximo deslocamento vertical) e quando dava início à saída do tabuleiro, retornando este, então, à posição de repouso

(sem carga móvel). Quando não se solicitava aos motoristas parar, antes de iniciar a travessia da ponte, o tempo médio gasto era de 30 segundos.

As FIGURAS 169 e 170 ilustram alguns exemplos de trens-tipo que foram utilizados como carga móvel durante o ensaio dinâmico sobre a ponte. As FIGURAS 171 e 172 ilustram um exemplo de trem-tipo utilizado para realizar medições (três medidas) com a Estação Total, quando parado na marca do meio do vão central.

FIGURA 169 – Trem-tipo carreta

FIGURA 170 – Trem-tipo caminhão baú

FIGURA 171 – Trem-tipo iniciando a travessia do tabuleiro

FIGURA 172 – Trem-tipo parado no meio do vão central

IX.2.3.1 – PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4

Durante o decorrer deste ensaio, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 82° (PRN 16) e 07° (PRN 31), respectivamente. A FIGURA 173 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os satélites em relação ao PRN 31, onde é possível observar claramente a ‘descrição gráfica’ do deslocamento vertical do ponto instrumentado no meio do vão central, quando um trem-tipo vazio, de 19 toneladas, atravessou a ponte. A travessia durou aproximadamente 40 segundos. Também, é possível observar o multicaminhamento nos resíduos, que estão acentuados em virtude do satélite mais baixo ter sido tomado para referência. A FIGURA 174 ilustra apenas os resíduos do satélite mais alto (PRN 16), para melhor visualização do deslocamento vertical causado pela carga móvel. A análise espectral destes resíduos (FIGURA 174) permite extrair o valor da frequência do tabuleiro quando submetido às vibrações causadas pela carga móvel. O valor da frequência de vibração vertical do tabuleiro foi de 0,57 Hz. NA FIGURA 176, apresenta-se em detalhe o pico correspondente à frequência de 0,57 Hz e os correspondentes às frequências baixas devido ao multicaminhamento. A amplitude do deslocamento vertical do meio do vão central apresenta valor médio de 3,7 cm, o qual após a aplicação do coeficiente de correção angular, atinge o valor de 4 cm, com

confiabilidade de 0,7 cm. Esse valor coincide com a média das medidas resultantes realizadas com a Estação Total, quando um trem-tipo similar foi solicitado parar totalmente, no meio do vão central, por alguns segundos e quando não havia carga móvel sobre o tabuleiro.

Os resultados apresentados neste ensaio foram coletados pelos receptores Novatel OEM4-DL4, com antenas *pinwheel*, e o oscilador eletro-mecânico foi mantido desligado.

FIGURA 173 – Resíduos brutos do satélite mais alto

FIGURA 174 – Resíduos brutos do PRN 16 - deslocamentos verticais do vão central

FIGURA 175 – Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência de oscilação vertical do vão central

FIGURA 176 – Detalhe do pico correspondente à frequência de oscilação vertical do vão central

IX.2.3.2 – PRIMEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES TRIMBLE 5700

Neste momento são apresentados os resultados de processamento dos dados coletados com os receptores TRIMBLE 5700, considerando o mesmo intervalo de tempo dos dados GPS processando com os receptores Novatel, ilustrados no item anterior (IX.2.3.2). Conseqüentemente, os satélites de medida e de referência foram os mesmos, PRN 16 (82°) e PRN 31 (07°), respectivamente. A FIGURA 177 ilustra os resíduos da dupla diferença

de fase de todos os satélites em relação ao mais baixo, tomado como referência. Também é possível observar claramente a 'descrição gráfica' do deslocamento vertical do ponto instrumentado no meio do vão central, quando um trem-tipo vazio, de 19 toneladas, atravessou a ponte, bem como observar o multicaminhamento nos resíduos. A FIGURA 178 ilustra apenas os resíduos do satélite mais alto (PRN 16), propiciando melhor visualização do deslocamento vertical causado pela carga móvel quando atinge o meio do vão central. A análise espectral destes resíduos (FIGURA 179) permite extrair o valor da frequência vertical do vão central, quando submetido às vibrações causadas pela travessia do trem-tipo, apresentando o valor de 0,57 Hz e coincidindo, obviamente, com o mesmo valor de frequência obtido por meio dos dados coletados com os receptores Novatel. Porém, a confiabilidade da amplitude do deslocamento vertical do vão central se apresenta com valor de 1 cm, o que pode ser explicado pelo fato de as coletas terem sido realizadas com antenas Zephyr™ e não Pinwheel, que mostram ser mais eficientes na atenuação do multicaminhamento e reflexão de sinais de satélites baixos (KUNYSZ, 2003), de acordo com o exposto no item VI.7.1.

FIGURA 177 – Resíduos brutos dos deslocamentos verticais do vão central – trem-tipo vazio

FIGURA 178 – Resíduos brutos do PRN 16 - deslocamentos verticais do tabuleiro

FIGURA 179 – Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência vertical do vão central

IX.2.3.3 – SEGUNDO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4

Durante o andamento do segundo ensaio, os satélites de referência e de medida estavam próximos a 77° (PRN 02) e 08° (PRN 31), respectivamente. A FIGURA 180 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os satélites em relação ao PRN 31, onde é possível observar claramente, a ‘descrição gráfica’ do deslocamento dinâmico vertical do ponto instrumentado no meio do vão central, quando um trem-tipo carregado, de 60 toneladas, atravessou a ponte. A travessia durou aproximadamente 45 s. A FIGURA 181 ilustra apenas os resíduos do satélite mais alto (PRN 16), para melhor visualização do deslocamento vertical causado pela carga móvel. A análise espectral destes resíduos (FIGURA 182) permite extrair o valor da frequência do tabuleiro quando submetido às vibrações causadas pela carga móvel. O valor da frequência de vibração vertical do tabuleiro foi de 0,57 Hz. NA FIGURA 182, apresenta-se em detalhe o pico correspondente à frequência de 0,57 Hz e o pico correspondente à frequência de 0,60 Hz aplicada pelo oscilador eletro-mecânico nas antenas GPS.

Conforme definido no item IX.2.2, esperava-se que o tabuleiro apresentasse frequência de vibração vertical maior ou igual a 1 Hz e por isso a escolha de frequência de 0,60 Hz para ser aplicada pelo oscilador. No entanto, durante as provas de carga, a velocidade de entrada dos trens-tipo na ponte diminuiu devido à sinalização por agentes nos trechos próximos e ou mesmo quando se solicitava aos motoristas pararem antes de iniciar o cruzamento da ponte, causando, então, desaceleração total do trem-tipo. A velocidade dos trens-tipo durante os ensaios foi em média 30 Km/h, ao passo que a velocidade em condições normais para caminhões, no trecho da ponte, era de 70 km/h. E isto diminui a frequência de vibração do tabuleiro da ponte estaiada. E quase coincidindo com a frequência de operação do oscilador. Os resultados apresentados neste ensaio foram coletados pelos receptores TRIMBLE 5700 e o oscilador eletro-mecânico foi mantido ligado, na velocidade mais baixa, atingindo frequência de 0,60 Hz.

FIGURA 180 – Resíduos brutos dos deslocamentos dinâmicos verticais do vão central – trem-tipo carregado

FIGURA 181 – Resíduos brutos do PRN 02 – deslocamentos dinâmicos verticais do tabuleiro

FIGURA 182 – Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência de vibração vertical do vão central e com pico correspondente à frequência do oscilador

IX.2.3.4 – TERCEIRO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4

Durante o decorrer deste ensaio, os satélites de referência e de medida estavam próximos a 80° (PRN 02) e 06° (PRN 31), respectivamente. A FIGURA 183 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os satélites em relação ao PRN 02, uma vez que se busca, neste momento, verificar o comportamento dinâmico transversal do vão central. E na própria FIGURA 183 é possível observar claramente a ‘descrição gráfica’ do deslocamento transversal do ponto instrumentado no meio do vão central, quando um trem-tipo carregado, de 60 toneladas, atravessou a ponte e também a amplitude dos deslocamentos dinâmicos transversais. A travessia durou aproximadamente 45 s. Pode-se observar que o multicaminhamento se apresenta agora de forma quase linear nos resíduos, em virtude do satélite mais alto ter sido tomado para referência, logo o satélite cujo sinal apresenta menos interferências de reflexões. A FIGURA 184 ilustra apenas os resíduos do satélite mais baixo (PRN 31), para melhor visualização do deslocamento

dinâmico transversal causado pela carga móvel de 60 toneladas. A análise espectral destes resíduos (FIGURA 185) permite extrair o valor da frequência de vibração transversal do tabuleiro quando submetido às vibrações causadas pela carga móvel. O valor da frequência transversal do tabuleiro foi de 0,60 Hz. A amplitude do deslocamento dinâmico transversal do meio do vão central apresenta valor médio de 3,2 cm, o qual após a aplicação do coeficiente de correção angular, atinge o valor de 3,5 cm, com confiabilidade de 0,4 cm. Por outro lado, o deslocamento transversal do tabuleiro, quando o caminhão inicia a travessia, atinge o meio do vão central e inicia a saída da ponte, tem amplitude média de 3,5 cm. E isto se deve ao fato de o motorista do trem-tipo mudar para a pista oeste, quando se inicia a interdição da pista leste. Os resultados apresentados neste ensaio foram coletados pelos receptores NOVATEL OEM4-DL4, com antenas *pinwheel* e o oscilador eletro-mecânico foi mantido desligado.

FIGURA 183 – Resíduos brutos dos deslocamentos dinâmicos transversais do vão central – trem-tipo carregado

FIGURA 184 – Resíduos brutos do PRN 02 e PRN 20 – deslocamentos dinâmicos transversais do tabuleiro

FIGURA 185 – Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência de vibração transversal do vão central

Ainda, as observações dos resíduos dos satélites ilustrados na FIGURA 184 mostram nitidamente o explicado sobre o método de coleta de dados GPS, a respeito de sua

capacidade de detecção de movimentos em diversas direções, no item VI.1.3. As maiores contribuições de alterações de fase devido a determinados movimentos periódicos ocorrem no sinal do satélite que está da direção do movimento. Desta maneira, as vibrações transversais do tabuleiro podem ser observadas nos resíduos do satélite mais baixo e os resíduos do satélite mais alto, por outro lado, não apresentam descrição dos movimentos transversais.

IX.2.3.5 – QUARTO ENSAIO – ANÁLISE DE DADOS GPS COLETADOS COM RECEPTORES NOVATEL OEM4-DL4

Durante o andamento deste ensaio, os satélites de medida e de referência estavam próximos a 81° (PRN 02) e 09° (PRN 31), respectivamente. A FIGURA 186 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os satélites em relação ao PRN 31, uma vez que se busca, neste momento, verificar o comportamento dinâmico vertical do vão central, quando se permitiu que quatro trens-tipo atravessassem a ponte. A travessia durou aproximadamente 75 segundos. E na FIGURA 187 é possível observar claramente a ‘descrição gráfica’ do deslocamento vertical do ponto instrumentado no meio do vão, que atingiu amplitude de 8 cm a partir dos resíduos do PRN 02. Conseqüentemente, outros 4 trens-tipo foram solicitados a parar no meio do vão central para a realização de medidas com a Estação Total, obtendo um valor médio, para as 4 três medidas realizadas, de 8,3 cm.

FIGURA 186 – Resíduos brutos do deslocamento vertical do vão central – 4 trens-tipo

FIGURA 187 – Resíduos brutos do PRN 02 – deslocamento vertical do vão central

IX.2.3.6 – ANÁLISE DOS DADOS DO ACELERÔMETRO

Conforme mencionado no item IX.2.2, diversos ensaios foram realizados com o acelerômetro, para testar a placa de aquisição de dado que melhor se adequasse à taxa de coleta desejada. No decorrer dos ensaios de prova de carga, alguma falha na escolha de parâmetros de calibração ocorreu. Isto foi constatado quando da análise dos dados, que se mostraram altamente ruidosos, não permitindo identificação de picos de movimentos periódicos.

Todavia, os resultados dos ensaios apresentados no capítulo VII e os resultados dos ensaios de comparação direta entre dados GPS e dados do acelerômetro, mencionados no item VIII.2, não deixam qualquer dúvida sobre a fidelidade dos resultados obtidos para a caracterização do comportamento dinâmico da *Hawkshaw Cable-Stayed Bridge*.

IX.2.3.7 – EQUIPE PARA A REALIZAÇÃO DO ENSAIO

Nas FIGURAS a seguir estão apresentadas as pessoas que colaboraram para a realização do ensaio. O NBDT disponibilizou diversos controladores de tráfego, FIGURA 188 e na FIGURA 189 podem ser visto os técnicos que colaboraram na realização dos ensaios preliminares e também na execução no mesmo, Howard Biggar ('Geomatics Technologist – GGE – UNB'), E. Daniel Wheaton ('Chief Technician Civil Engineering – UNB') e Jason D. Bond ('MSc Candidate – CCGE – UNB').

FIGURA 188 – Da esquerda para a direita: Howard, Daniel, Ana Paula, Neill e controladores de tráfego do NBDT

FIGURA 189 – Da esquerda para a direita: Daniel, Howard, Jason e Ana Paula

IX.2.3.8 – ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

Os resultados do segundo ensaio de aplicação do método utilizado nesta pesquisa, em uma obra viária de grande porte, a ponte estaiada *Hawkshaw Bridge*, evidenciam a plena possibilidade de utilização do GPS na caracterização do comportamento dinâmico deste tipo de estrutura. Os resultados se mostram totalmente confiáveis, não só quando se mencionam os experimentos realizados com GPS, acelerômetro e transdutor (Capítulo VIII), mas pela própria repetição dos resultados de diferentes sessões de dados analisados.

A ponte *Hawkshaw Cable-Stayed Bridge* apresenta frequência vertical de vibração do tabuleiro com valor de 0,57 Hz e frequência transversal com o valor de 0,60 Hz. A amplitude dos deslocamentos dinâmicos bem como o máximo deslocamento vertical e transversal do tabuleiro, no meio do vão central, varia de acordo com o trem-tipo e estão apresentados acima e o valor de confiabilidade, ainda que precise ser analisado a cada medida, apresentou valores de 4 a 7 mm.

IX.3 – RESULTADOS DE ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE SUSPENSA – PIERRE-LAPORTE BRIDGE

IX.3.1 – APRESENTAÇÃO DA PONTE

A *Pierre-Laporte Bridge* (FIGURA 190) que se localiza em *Québec City*, Québec, Canadá, foi inaugurada em 1970. É uma ponte suspensa de 18.000 toneladas, com tabuleiro de 1040 m de comprimento e seis faixa de tráfego sustentado por duas torres de 110 m de altura, liga as duas margens do rio *Saint Lawrence*. Os dois cabos de aço principais possuem 62 cm de diâmetro. O vão central se apresenta com 670 m de comprimento e os outros dois vãos idênticos com 185 m de comprimento (SANTERRE et al., 1997). Na FIGURA 191 estão ilustradas a planta da ponte e sua elevação.

Esta fonte foi submetida a monitoramento por GPS, com o objetivo de verificar o deslocamento vertical do tabuleiro e deslocamento transversal das torres em relação à variação de temperatura e ao carregamento móvel (tráfego local). O monitoramento com receptores GPS foi realizado por pesquisadores do *Département des Sciences Géomatiques da Université Laval*, Canadá. A autora teve acesso a estes dados GPS coletados durante o doutorado sanduíche, por intermédio do orientador do exterior.

FIGURA 190- *Pierre-Laporte Bridge, Québec City, Canadá*

Fonte: http://www.trekearth.com/gallery/North_America/Canada/photo30284.htm

FIGURA 191 - Apresentação da planta e elevação da Pierre-Laporte Bridge
 Fonte: *Ministère des Transports du Québec*

IX.3.2 – INFORMAÇÕES PARA PROCESSAMENTO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O monitoramento da ponte foi realizado em três sessões de 48 horas de observação, conduzidas durante os meses de julho a outubro de 1996 e em fevereiro de 1997. A FIGURA 192 ilustra a posição, em relação à ponte, dos 5 receptores GPS utilizados durante os ensaios, com dados coletados a cada 2 segundos. Dois receptores constituíram as estações de referência RIN1 e RIN2, estabelecidas a partir de uma estação oficial, UL2005, implantada pelo *Geodetic Surveys of Canada*. Os outros três receptores foram instalados no topo de cada uma das torres e no meio do vão central, na transversal da pista leste. Os dados foram coletados de forma contínua, sem causar qualquer modificação no tráfego da ponte.

O método utilizado por SANTERRE et al., (1997) não será abordado neste momento, mas informações a seu respeito podem ser obtidas através do endereço eletrônico: <http://www.scg.ulaval.ca/gps-rs/pdf/RS&LLIAGRio97.pdf>. Limita-se a mencionar que SANTERRE et al., (1997) utilizou-se dos dados da portadora L_1 , apresentando valores das coordenadas para cada época registrada. Serão apresentados os resultados e análises dos processamentos dos dados GPS fornecidos, baseados no método testado e utilizado nesta pesquisa. Em virtude de SANTERRE et al., (1997) não ter instrumentado a ponte com qualquer outro instrumento, além de receptores GPS, solicitou-se junto ao *Ministère des Transports du Québec* informações sobre algum ensaio de caráter dinâmico, que pudesse ter sido realizado ao longo da 'vida' da ponte. No entanto, o engenheiro responsável Marcel Bouchard informou que não havia informações teóricas ou experimentais sobre o comportamento dinâmico da *Pierre-Laporte Bridge*, todavia, forneceu algumas cópias das pranchas do projeto original da ponte, datado de 1965.

FIGURA 192 - Instrumentação por GPS da Pierre-Laporte Bridge

Fonte: SANTERRE et al., (1997)

Dentre os dados GPS fornecidos, optou-se por realizar o processamento dos dados coletados pela estação TACE, no vão central, em relação aos dados coletados pela estação de referência RIN1. Como o método requer na constelação pelo menos um satélite próximo ao zênite e outro próximo à linha do horizonte, a autora optou por realizar o processamento dos dados coletados nas primeiras 24 horas (coletados em julho de 1996), processando-os de 4 em 4 horas, para melhor identificação dos horários de ocorrência da configuração geométrica de satélites satisfatória à aplicação do método.

IX.3.3 – RESULTADOS – PRIMEIRA SESSÃO ANALISADA

Do processamento de um conjunto de dados de 4 horas de observação, estão apresentados os resultados do período compreendido entre 16h30min e 17h30min. Os satélites de referência e de medida estavam próximos a 71° (PRN 25) e 15° (PRN 06), respectivamente.

A FIGURA 193 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os satélites em relação ao PRN 06, onde é possível observar a 'descrição gráfica' das amplitudes do deslocamento dinâmico vertical do ponto instrumentado, no meio do vão central, quando fluía tráfego normal. Todavia, não foram coletadas informações sobre a composição do tráfego durante as sessões de observação realizadas. No entanto, pela repetição da ocorrência de deslocamentos verticais dinâmicos nos resíduos, de diferentes amplitudes, fica claro que

havia diversidade na composição do tráfego no período analisado. A FIGURA 194 ilustra um trecho menor dos resíduos, para melhor visualização da amplitude do deslocamento vertical causado pelas cargas móveis e pode ser observado que ocorrem deslocamentos dinâmicos verticais com amplitude de 6 a 8 cm. A análise espectral destes resíduos, ilustrada na FIGURA 195, permite extrair o valor da frequência de vibração vertical do tabuleiro quando submetido à ação das cargas móveis. O valor da frequência de vibração vertical do tabuleiro foi de 0,21 Hz. Pode-se observar também, as baixas frequências devido ao multicaminhamento.

FIGURA 193- Resíduos brutos – repetição dos deslocamentos dinâmicos verticais do vão central

FIGURA 194- Resíduos brutos do PRN 25 – amplitude dos deslocamentos dinâmicos verticais do tabuleiro

FIGURA 195 - Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência de vibração do vão central

IX.3.4 – RESULTADOS – SEGUNDA SESSÃO ANALISADA

Do processamento de outro conjunto de dados de 4 horas de observação, estão apresentados os resultados do período compreendido entre 16h55 min e 17h59 min. Os satélites de referência e de medida estavam próximos a 80° (PRN 25) e 15° (PRN 03), respectivamente. A FIGURA 196 ilustra os resíduos da dupla diferença de fase de todos os

satélites em relação ao PRN 03, onde é possível observar também, a 'descrição gráfica' das diferentes amplitudes do deslocamento dinâmico vertical, do ponto instrumentado e assim, confirmando a variedade dos trens-tipo que atravessavam a ponte. A FIGURA 197 ilustra um trecho menor dos resíduos, para melhor visualização das amplitudes do deslocamento vertical e pode ser observado que nesse período, ocorreram deslocamentos dinâmicos verticais com amplitude de 5 a 10 cm, mostrando a dependência direta da variedade da composição do tráfego. A análise espectral destes resíduos, ilustrada na FIGURA 198, permite extrair o valor da frequência de vibração vertical do tabuleiro, obtendo-se o mesmo valor que o trecho apresentando no item IX.3.3, de 0,21 Hz e ao mesmo tempo, confirmando a frequência de resposta do tabuleiro da *Pierre-Laporte Bridge*, sob situação de tráfego normal. Podem-se observar também, as baixas frequências devido ao multicaminhamento.

A amplitude dos resíduos dos deslocamentos dinâmicos apresentados pela Hawkshaw Bridge apresentava-se praticamente constante ao longo do tempo. Isto, porque em cada ensaio foi utilizado um trem-tipo padrão, ao contrário do ensaio realizado na Pierre-Laporte Bridge, onde se coletaram dados durante 24 h seguidas, sem se realizar qualquer tipo de controle de tráfego, ou seja, ocorreu grande variedade de trens-tipo e grande variedade de sua distribuição ao longo de cada pista.

FIGURA 196 - Resíduos brutos - repetição dos deslocamentos dinâmicos verticais do vão central

FIGURA 197 - Resíduos brutos do PRN 25 - amplitude dos deslocamentos dinâmicos verticais do tabuleiro

FIGURA 198 - Espectro dos resíduos com pico correspondente à frequência de vibração vertical do vão central

IX.3.5 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS OBTIDOS POR MÉTODOS DISTINTOS

De posse dos valores das coordenadas obtidas para cada época por SANTERRE et al.,(1997), aplicou-se a Transformada de Fourier nos valores da altura geométrica (m), em cada época, para um determinado período compreendido entre 14h41min e 15h50 min. Para o mesmo período de dados GPS realizou-se o processamento com o método utilizado nesta pesquisa e compararam-se os resultados. A FIGURA 199 ilustra o espectro dos valores de altitude. Correspondendo as expectativas, verifica-se a ocorrência de um pico que representa oscilações verticais periódicas. Na FIGURA 200 apresenta-se detalhe do pico. A FIGURA 201 ilustra o espectro de resíduos de processamentos do satélite de medida (PRN 02), com elevação de 72°, em relação ao satélite de referência (PRN 14), com elevação de 15°. Da mesma forma, a FIGURA 202 ilustra o detalhe do pico.

FIGURA 199 - Espectro dos valores de altura geométrica obtidos por SANTERRE et al., (1997)

FIGURA 200 - Detalhe da região do espectro (ao lado) com pico

FIGURA 201 - Espectro dos valores dos resíduos do processamento

FIGURA 202- Detalhe da região do espectro (ao lado) com pico

IX.3.6 – ANÁLISE FINAL DOS RESULTADOS

A aplicação da FFT para detectar frequências devido a movimentos verticais periódicos, sobre os valores de altura geométrica (h) obtidos pelo método utilizado por SANTERRE et al., (1997) e sobre os valores dos resíduos da dupla diferença de fase do satélite de medida (PRN 02), permitiu obter espectros com pico de frequência vertical de mesmo valor, 0,21 Hz. Logo, no caso deste ensaio realizado na *Pierre-Laporte Bridge*, pôde-se provar, por outro caminho, a veracidade dos valores obtidos dos processamentos de dados GPS, sob o método utilizado.

Ainda, o método mostrou-se eficiente na detecção de deslocamentos dinâmicos do tabuleiro sob ação de tráfego aleatório. Durante a coleta de dados GPS na *Pierre-Laporte Bridge*, as pistas permaneceram abertas normalmente ao tráfego, de forma que os deslocamentos dinâmicos obrigatoriamente teriam que se apresentar com amplitudes diversas, exatamente conforme as 'descrições gráficas' dos resíduos brutos ilustrados nas figuras anteriores.

CAPÍTULO X

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

*“A ciência está sempre errada.
Nunca se resolve um problema sem criar
outros dez.”*

George Bernard Shaw
(1856-1950), Dramaturgo
irlândes

SUMÁRIO DETALHADO

X.1 - CONCLUSÕES	171
X.2 - TRABALHOS FUTUROS	174

X.1 – CONCLUSÕES

Baseando-se nos estudos, experimentos de campos e análises de resultados apresentados nesta pesquisa, pôde-se concluir que o método pesquisado de coleta de dados GPS foi consagrado em sua potencialidade e eficiência. Conseqüentemente garante ao equipamento GPS o rótulo de instrumento de monitoramento e caracterização do comportamento dinâmico de estruturas. Os resultados se mostraram absolutamente confiáveis, detectando deslocamentos dinâmicos milimétricos de amplitude maior ou igual a 2 mm com confiabilidade de 0,5 mm, podendo ser utilizado nos estudos dos movimentos dinâmicos de uma grande variedade de estruturas viárias. Ainda, pode-se mencionar em relação ao método estudado, que:

- ❖ O GPS, sob o método de coleta de dados, então consagrado, permite obter a descrição gráfica da amplitude de deslocamentos dinâmicos do tabuleiro de pontes, sob a ação de tráfego controlado ou não;
- ❖ A aplicação dos recursos de coleta de dados do método, permite obter a caracterização do comportamento dinâmico vertical e transversal do tabuleiro de uma ponte sob ação de carga móvel, bem como, em qualquer outra direção que se deseje, bastando para isso analisar os resíduos dos satélites da direção desejada;
- ❖ Através dos resíduos do processamento da dupla diferença de fase, se obtêm o valor da amplitude dos deslocamentos dinâmicos com confiabilidade fornecida por meio de uma simples análise espectral;
- ❖ A necessidade de uma constelação de satélites, com uma geometria específica, não se apresentou como um problema ou falha grave em nenhum dos dois ensaios realizados pela autora em estruturas (passarela e ponte estaiada) e nem mesmo na análise de dados coletados por outros pesquisadores (dados GPS da ponte suspensa que foi instrumentada por pesquisadores da Université Laval);
- ❖ O método não exige uma boa distribuição geométrica dos satélites, permitindo obter resultados reais sobre o comportamento dinâmico de uma estrutura, em qualquer latitude do globo terrestre;
- ❖ O método permite apresentar valores calibrados das frequências e amplitudes de movimentos desconhecidos, uma vez que pode ser utilizado o oscilador eletromecânico para produzir oscilações conhecidas;

Em relação aos resultados obtidos dos ensaios, de forma geral, pode-se mencionar que:

- ❖ Os resultados dos ensaios de simulação de deslocamentos dinâmicos instrumentados com GPS e transdutor de deslocamento mostraram claramente a exatidão entre os resultados obtidos pelos dois instrumentos; destacando-se o fato de que a instalação dos receptores GPS é mais prática que a instalação do transdutor com seu sistema de aquisição de dados;
- ❖ Os resultados dos ensaios de simulação de deslocamentos dinâmicos instrumentados com acelerômetro e GPS, também mostraram a exatidão entre os valores de frequência obtidos pelos dois instrumentos. Pode-se afirmar que pelo fato do GPS estar controlado por relógios de padrão atômico, registra a periodicidade dos movimentos com precisão maior que o acelerômetro. Ainda, o acelerômetro precisa ser calibrado anteriormente a cada ensaio e ou retomada do mesmo, ao contrário do GPS;
- ✓ Nos ambientes mais degradados pelo multicaminhamento, a utilização de antenas GPS específicas, garante a possibilidade de determinar a amplitude e frequência dos movimentos periódicos milimétricos;
- ✓ A degradação causada pelo multicaminhamento não compromete a real caracterização do valor da amplitude dos deslocamentos dinâmicos, nos casos estudados;
- ✓ A análise dos resultados dos dados GPS coletados na ponte estaiada e na ponte suspensa permitiram caracterizar perfeitamente o comportamento dinâmico destas estruturas, sem que se constatasse qualquer interferência devido aos elementos estruturais constituintes da superestrutura dessas pontes;
- ✓ As frequências devido ao multicaminhamento podem impedir a detecção de movimentos com frequência inferior a 0,07 Hz;

As conclusões, em nenhum momento têm a intenção de desmerecer os equipamentos ditos 'convencionais', mas apenas ressaltar as inúmeras facilidades e possibilidades de utilização do GPS como um equipamento de grande potencial para o monitoramento contínuo ou periódico de deslocamentos dinâmicos milimétricos, que ainda é visto com descrença por algumas comunidades.

De acordo com os estudos e pesquisas bibliográficas, constatou-se que as grandes pontes ‘modernas’ suspensas e estaiadas têm seus projetos elaborados não mais sob os conceitos teóricos clássicos de consideração de cargas dinâmicas, mas sim, apoiando-se totalmente em resultados de análise por elementos finitos. De forma geral, estas análises permitem simular as piores condições de tráfego, ventos e ações sísmicas (se necessário) e obter, assim, a resposta do tabuleiro, dos cabos principais e das torres, em diversos modos de vibração vertical, lateral, torsional e transversal. A estes estudos, somam-se, ainda, em muitos casos, os resultados obtidos de ensaios de protótipo das pontes em túnel de vento. Pode-se mencionar também, que dependendo da dimensão da ponte, do ambiente no qual será construída e da amplitude da oscilação do tabuleiro, algumas de suas partes, como por exemplo, os pilares, são submetidos a ensaios por meio de protótipos, para definir a melhor geometria de sua seção transversal para suportar as cargas dinâmicas estimadas.

O mesmo ocorre quando se trata da análise do comportamento dinâmico dessas pontes. Cada uma delas, sendo concebida estruturalmente de forma personalizada e sujeita a diferentes condições de tráfego e clima, vão apresentar diferentes respostas às cargas dinâmicas. Não há como estabelecer valores gerais admissíveis (ou não) para os seus diversos modos de frequências vertical, lateral, torsional e transversal, bem como para os valores da amplitude das oscilações do tabuleiro. Por exemplo, para pontes estaiadas, HIRSCH et al. (in CEB, 1991) são os únicos pesquisadores a apresentar fórmula e gráfico para determinação da frequência fundamental vertical de pontes, com vão central de até 700 m de comprimento (item III.7.3). A autora não encontrou outros documentos na literatura, que generalizam por fórmulas, a determinação de frequências e amplitude de oscilações, mas por outro lado, constatou a existência de inúmeros artigos sobre estudos do comportamento de diversas pontes suspensas e estaiadas construídas. E isto, comprova a necessidade de se estudar individualmente cada ponte construída.

Conseqüentemente existem basicamente duas maneiras de afirmar que os valores de frequências e amplitudes de oscilações de uma ponte ensaiada, não estão colocando em risco a vida dos usuários e também não estão contribuindo para a diminuição da sua vida útil. A primeira diz respeito às pontes projetadas até a década de 80, que em sua grande maioria não apresentam estudos detalhados sobre o comportamento dinâmico e foram projetadas considerando os efeitos das cargas dinâmicas por meio de coeficientes de majoração da ação da carga estática. Neste caso, é possível realizar a análise do comportamento dinâmico da ponte por meio de elementos finitos, inserindo as características do tráfego atual, que pode se apresentar com fluxo mais intenso e com

diferentes tipos de veículos, em relação à data que foi projetada e comparar com os valores obtidos em ensaios de monitoramento, e caberá ao engenheiro estabelecer valores e condições de comparação para elaboração de laudo sob a condição estrutural desta ponte. A segunda pode ser desenvolvida comparando-se valores existentes de projeto sobre o comportamento dinâmico da ponte, com os obtidos pelos ensaios *in loco*. Tal comparação permitirá identificar se ocorreram alterações no comportamento dinâmico da obra viária, significando, em casos positivos, que ocorreu degradação na composição de sua estrutura e que pode ser devido ao aumento do tráfego; projetos deficientes, etc. Na sequência, iniciam-se o projeto de busca e recuperação dos elementos estruturais comprometidos.

X.2 – TRABALHOS FUTUROS

- Desenvolver métodos matemáticos de forma a conseguir suprimir o multicaminhamento, permitindo detectar frequências e oscilações na mesma faixa de frequência do mesmo;
- Desenvolver um programa computacional de processamento de dados específico para o método aplicado;
- Realizar o processamento dos dados GPS coletados da *Hawkshaw Bridge*, considerando um intervalo maior de dados, na tentativa de detectar outras frequências de vibração da ponte;
- Realizar o processamento dos dados GPS da *Hawkshaw Bridge* e da *Pierre-Laporte Bridge* com os satélites que permitem descrever os movimentos torsionais e transversais do tabuleiro;
- Realizar a análise espectral com ferramentas como a Transformada de Wavelet e a análise por mínimos quadrados (VANÍCEK, 1970);
- Determinar as ações dinâmicas nas pontes instrumentadas (estimativa das ações dinâmicas - ação do vento, veículos em movimentos -; estimar o fator de amplificação modal - ação do veículo em pontes, coeficiente de impacto);
- Determinação do conforto vibracional das pontes instrumentadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A2C05: COMMITTEE ON DYNAMICS AND FIELD TESTING OF BRIDGES. (2000). Committee Research Problem Statements. *Transportation Research Board*, Group 2, Design and Construction of Transportation Facilities, Section C – Structures.

AMMANN, W. (1991). *Bulletin d' Information* no. 209 – Vibration Problems in Structures. In: CEB. *Vibrations Induced By Traffic - Bridges*. Lausanne. Cap. 4.3,p. 135-138.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 9452 – Vistorias de Pontes e Viadutos de Concreto. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 7187 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). NBR 6188 – Projeto de Revisão da NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT.

BARBOSA, R. E. (1999). *Efeito das cargas dinâmicas dos veículos rodoviários no desempenho dos pavimentos e pontes*. São Carlos. 170p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BOUDREAU, B. (1993). GPS Multipath Detection with varying Antenna Height. Report II submitted in partial fulfillment of requirements for the degree of Bachelor of Science in Engineering, Department of Surveying Engineering of University of New Brunswick. <http://gauss.gge.unb.ca/papers.pdf/boudreau.multipath.report.1993.pdf> (10/03/03).

BRIGHAM, E. O. (1974). *The Fast Fourier Transform*. 1. ed. New Jersey. Prentice-Hall, Inc.. Cap. 1, p.1-8.

BROWNJOHN, J. M. et al. (2003). Assessment of Highway Bridge Upgrading by Dynamic Testing and Finite-Element Model Updating. *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 8, No. 3. May 1, 2003.

BUCKLAND, G. P. (2003). Increasing the Load Capacity of Suspension Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, Vol.8, no. 5, September 1, 2003.

CHANG, C. C. et al. (2001). Ambient Vibration of Long-Span Cable-Stayed Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, Vol.6, No.1, January/February, 2001.

CHASE, S. B.; LAMAN, J. A. (2000). Dynamic and Field Testing of Bridges. *Transportation Research Board, Series: Transportation in the New Millennium*, A2C05: Committee on Dynamics and Field Testing of Bridges.

- CHEN, Y.; KO, J. M.; ZENG, G.; NI, Y. Q. (2000). *Experimental Study on Vibration Mitigation of a Stay Cable using Nonlinear Hysteretic dampers*. Advances in Structural Dynamics, J.M. Ko and Y.L. Xu (eds.), Elsevier Science Ltd., Oxford, UK, Vol. II, 1325-1332. <http://bridge.fzu.edu.cn/China/FileAccup/200402211614.pdf> (12/12/2003).
- CHEUNG, A. (2000). En el puente de Tsing Ma de Hong Kong empieza uma nueva era del GPS. REPORTR 46, La revista de Leica Geosystems, Noviembre de 2000.
- COSSER, E.; ROBERTS, G. W.; XIAOLING, M.; DODSON, A. H. (2003a). *The Comparison of Single Frequency and Dual Frequency GPS for Bridge Deflection and Vibration Monitoring*. Proceeding, 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece.
- DALLY, J. W.; RILEY, W. F.; McCONNELL, H. G. (1983). *Instrumentation of Engineering Measurements*. 2. ed. EUA. John Wiley & Sons, Inc. Cap. 1, p. 1-10.
- DING, X. et al. (1999). *Surface Deformation Detection Using GPS Multipath Signals*. ION GPS1999 - The 12th International Technical Meeting of the satellite Division of the Institute of Navigation, 14-17 September 1999, Nashville, TN.
- DNIT 010/2002-PRO (2002). Projeto de Norma. Inspeção em pontes e viadutos de concreto armado e protendido. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.
- DUFF, K.; HYZAK, M. (1997). *Structural Monitoring with GPS*. Public Roads. Spring 1997. <http://www.tfrc.gov/pubbrds/spring97/gps.htm> (14/09/2001).
- DUFFY, M. A.; WHITAKER, C. (1999). *Deformation monitoring Scheme using Static GPS and Continuous Operating Reference Stations (CORS) in California*. ION GPS1999 - The 12th International Technical Meeting of the satellite Division of the Institute of Navigation, 14-17 September 1999, Nashville, TN.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. (1995a). Pontes de Concreto. *Notas de Aula – Fascículo 1. Ações nas Pontes*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. (1995b). Pontes de Concreto. *Notas de Aula – Fascículo 2. Ações nas Pontes*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FREIBERGER JUNIOR, J. (2002). Análise da Degradação do Posicionamento em Tempo Real com o emprego do GNRT". Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná.
- GE, Y. J.; TANAKA, H. (2000). Aerodynamic Stability of Long-Span Suspension Bridges under Erection. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 12, Paper No. 21622, December, 2000.
- GOAD, C. C. (1989). Kinematic Survey of Clinton lake dam. *Journal of Surveying Engineering*. V.115, n.1, p. 67-77, Feb.
- HIRSCH, G.; BACHMANN, H. (1991). *Bulletin d' Information* no. 209 – Suspension and Cable-Stayed Bridges. In: CEB., Lausanne. Cap. 3.6, p. 109-112.
- HOFFMANN-WELLENHOF, B. et al. (1997). *Global Positioning System - Theory and Practice*, 4th edition, Viena, Springer.
- HOLMES, J. B. (1998). <http://www.cbu.edu/~jholmes/P252/Light21n/sld040.htm> (20/09/2003).

- IEME BRASIL (2002). Análise de estruturas. <http://www.iemebrasil.com.br/> (27 outubro).
- KANASEWICK, E. R. (1981). Time Sequence Analysis in Geophysics, Third Edition. The University of Alberta Press.
- KETCHUM, M. (2001). *Bridge Collapse*. <http://www.ketchum.org/bridgecollapse.html> (19/09/2002).
- KNECHT, A., MANETTI, L. (2001). *Using GPS in Structural Health Monitoring*. SPIE's 8th Annual International Symposium on Smart Structures and Materials, 4-8 March 2001, Newport Beach, USA.
- KUNYSZ, W. (2003). High Performance GPS Pinwheel Antenna. *NOVATEL Inc.* http://www.novatel.com/Documents/Papers/gps_pinwheel_ant.pdf (09/09/2003)
- LABORATOY OF BRIDGE ENGINEERING (2004). Helsinki University of Technology. Site: <http://www.hut.fi/Units/Departments/R/Bridge/longspan.html> (10/02/2004)
- LAIER, J. E. (2000). *Dinâmica das Estruturas*. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- LANGLEY, R. B. (1998): *GPS Receivers and the Observables*. In: P.J.G. Teunissen and A. Kleusberg (Eds.): GPS for Geodesy – 2nd Edition. Springer-Verlag, Berlin, 1998.
- LAROCCA, A. P. C., SHAAL, R. E. (2002). Degradation in the Detection of Milimetric Dynamic Movements due to Metallic Objects close to the GPS Antenna. In: COBRAC 2002, Florianópolis, 2002. *CD-ROM*. Santa Catarina, Artigo n. 20.
- LEICK, A. (1995; 2004). GPS satellite Surveing. New York, John Willey.
- LI, J.; SU, M. FAN, L. (2003). Natural Frequency of Railway Girder Bridges under Vehicle Loads. *Journal of Bridges Engineering*, Vol.8, No. 4, July 1, 2003.
- LOVSE, J. W.; TESKEY, W. F.; LACHAPELLE, G.; CANNON, M. E. (1995). Deformation Monitoring of Tall Structure Using GPS Technology. *Journal of Surveying Engineering*, Vol. 121, No. 1, pp.35-40.
- LUKÁČ, S.; KOZÁR, J. (2002). Deformation Monitoring of Objects of the Gabčíkovo Dam by the Terrestrial Surveying Methods and GPS Methods. FIG XXII International Congress, Washington, D.C. USA, 19-26 April.
- MAIN, J. (1999). Seismic Analysis of a Suspension Bridge Model. Site of Bridge Automation – Free Bridge Resources. http://www.bridgeautomation.com/freeresource_seismic.htm (01/05/2004).
- MARTINS, V. M (2001). *Histórico da Evolução da Topografia*. <http://www.terravista.pt/Mussulo/4563/instrumentos.html> (2 abril).
- MENG, X.; COSSER, E.; DODSON, A. H.; ROBERTS, G. W.; BARNES, J.; RIZOS, C.; WANG, J. (2003b). *The Monitoring of Bridge Movements Using GPS and Pseudolites*. Proceedings of the 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 2003.

- MENG, X.; ROBERTS, G. W.; COSSER, E.; DODSON, A. (2003a). *Real-Time Bridge Deflection and Vibration Monitoring using an Integrated GPS/ Accelerometer/ Pseudolite System*. Proceedings of the 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 2003.
- MENG, X.; ROBERTS, G. W.; DODSON, A. H.; COSSER, E.; NOAKES, C. (2002). *Simulation of the Effects of Introducing Pseudolite Data into Bridge Deflection Monitoring Data*. In the Proceeding of the 2nd Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering. Berlin, 21-24 May.
- OGAJA, C.; RIZOS, C.; WANG, J.; BROWNJOHN, J. (2001). *A dynamic GPS System for on-line Structural Monitoring*. International Symposium on Kinematic Systems in Geodesy, Geomatics & Navigation (KIS2001), Banff, CANADA, 5-8 June. ([Download PDF](#)).
- OKUKAWA, A.; SUZUKI, S.; HARAZAKI, I. (1999). Suspension Bridges. In: Wai-Fah, C. et al. *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC. Cap. 18, p. 18-1 – 18-31.
- PLETZ, E. (2003). *Passarela estalada com tabuleiro de Madeira laminada protendida em módulos curvos*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. 164p.
- PODOLNY, JR. W.; SCALZI, J. B. (1976). *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*. New York: JOHN Wiley & Sons. Cap.1, p. 1-23; Cap.12, p. 425-453.
- PRETLOVE, A. J.; RAINER, H.; BACHMANN, H. (1991). *Bulletin d' Information no. 209 – Vibration Problems in Structures*. In: CEB. *Dynamic forces from rhythmical human body motions*. Lausanne. Appendix G, p. 199-202.
- PRETLOVE, A. J.; RAINER, H.; BACHMANN, H. (1991). *Bulletin d' Information no. 209 – Vibration Problems in Structures*. In CEB: *Vibrations Induced By People*. Lausanne. Cap. 1, p. 1-10.
- RADOVANOVIC, R. S.; TESKEY, W. F. (2001). *Dynamic Monitoring of Deforming Structures: GPS versus Robotic Tacheometry Systems*. The 10th International Symposium on Deformation Measurements (FIG), Orange, California, USA, 19-22 March.
- RAROGIEWICZ, L. (2002). *An introduction to Interferometry*. <http://www.mtwilson.edu/ducation/presentations/Interferometry> (8 Agosto).
- REN, W. X.; BLANDFORD, G. E.; HARIK, I.E. (2004). Roebling Suspension bridge. I: Finite-Element Model and Free Vibration Response. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, ISSN 1084-0702/2004/2-110-118. March-April 2004.
- RITTER, M. A.; WOOD, D. L.; WIPF, T. J.; WIJESOORIYA, C.; DUWADI, S. R. Dynamic Response of Stress-Laminated-Deck Bridges. (CD ROM) *The National Wood in Transportation Program*. Information on Modern Timber Bridges in the United States, 1988-2001. Ref. 314-776.6666/
- RIZOS, C.; OGAJA, C.; WANG, J. (2001). *A Dynamic GPS System for On-Line Structural Monitoring*. Int. on Kinematic System in Geodesy, Geomatics & Navigation (KIS 2001), Banff, Canada, 5-8 June. ([Download PDF](#)).
- ROBERTS, G. W.; DODSON, A. H.; MOORE, T.; ASHKENAZI, V. (1997). *Monitoring the Movements of Bridges by GPS*. ION 1997 – THE 10TH International Technical Meeting of the

Satellite Division of the Institute of Navigation, 16-19 September 1997, p.1165-1172, Kansa City, Missouri.

ROBERTS, G. W.; MENG, X.; DODSON, A. H. (2001a). *The Use of Kinematic GPS and Triaxial Accelerometers to Monitoring the Deflections of Large Bridges*. Deformation Measurements and Analysis. The 10th International Symposium on Deformation Measurements, INTERNATIONAL FEDERATION OF SURVEYORS (FIG), Commission 6 – Engineering Surveys, Working Group 6.1, 19-22 March, Orange, California, USA.

ROBERTS, G. W.; MENG, X.; DODSON, A. H. (2001b). *Data Processing and Multipath Mitigation for GPS/Accelerometer Based Hybrid Structural Deflection Monitoring system*. Deformation Measurements and Analysis. ION GPS 2001 - The 14th International Technical Meeting of the Satellite Division of the Institute of Navigation, 11-14 September 2001, Salt Lake City, USA.

ROBERTS, G. W.; MENG, X.; DODSON, A. H. (2002). *Using Adaptive Filtering to Detect Multipath and Cycle Slips in GPS/Accelerometer Bridge Deflection Monitoring Data*. FIG XXII Internacional Congress, Washington, D.C. USA, 19-26 April.

SANTERRE, R.; LAMOUREUX, L. (1997). *Modified GPS-OTF Algorithms for Bridge Monitoring Application to the Pierre-Laporte Suspension Bridge in Quebec City*. <http://www.scg.ulaval.ca/gps-rs/pdf/RS&LLIAGRio97.pdf> (15/05/2003).

SANTOS, M. F. (2002). Texto para Exame de Qualificação. Comunicação direta.

SCHAAL, R. E. (1998). Medições de deslocamentos em obras civis de grande porte com GPS. Proposta de Metodologia de Análise dos Resultados e Tratamento dos Dados. São Paulo. 113p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SCHAAL, R. E.; LAROCCA, A. P. C. (2001). A Methodology to Use the GPS for Monitoring Vertical Dynamic Subcentimeter Displacement. Digital Earth 2001 - Fredericton, New Brunswick – Canadá – 28, Junho.

SCHAAL, R. E.; LAROCCA, A. P. C. (2002). A Methodology for Monitoring Vertical dynamic Sub-Centimeter Displacements with GPS. *GPS Solutions*, v.5, n.3, p.15-18, Winter.

SCHUPLER, R. (2001). The response of GPS Antennas – How Design, Environment and Frequency Affect What You See. *Phys. Chem. Earth (A)*, USA, v.26,n.6-8,p.605-611.

SEEBER, G. (1993). Satellite Geodesy. Berlin: de Gruyter.

SEGANTINE, P. C. L. (1998). GPS - SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL. Apostila. São Carlos, SP. Publicações EESC-USP.

SHUN-ICHI NAKAMURA, P. E. (2000). GPS Measurement of Wind-Induced Suspension Bridge Girder Displacements. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 12, December 2000.

SMARTEC SA (2002). Structural Health Monitoring. <http://www.smartec.ch/Home.htm> (10/10/02).

SMITH, S. (2003). Bridge Inspection Report and Bridge Replacement Report. Inspection nº. 13, Bridge number: H385; New Brunswick Department of Transportation.

SUMITRO, S. (2001). *Long Span Bridge Health Monitoring System in Japan*. Presented in a Workshop Sponsored by the National Science Foundation on Health Monitoring of Long

Span Bridges, University of California, Irvine Campus, 9-10 March, 2001. http://www.krcnet.co.jp/papers/pdf/International/UCI2001_sumitomo.PDF (10/02/2004).

TAKEYA, T. (2001). *Análise Experimental de Estruturas*. São Carlos. Notas de aula – EESC – USP.

TAKEYA, T. (2002). Mensagem recebida por meio de comunicação pessoal direta sobre custo de monitoramento da ponte Rodoferroviária sobre o Rio Paraná.

TANG, M. (1999). Suspension Bridges. In: Wai-Fah, C. et al. *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC. Cap. 19, p. 19-1 – 19-17.

TRANQUILLA, J. M. (1986). *Multipath and Imaging Problems in GPS Receiver Antennas*. Presented at Symposium on Antenna Technology and Applied Electromagnetics, Winnipeg, Manitoba, August.

TROITSKY, M. S. (1977). Cable-stayed Bridges, Theory and Design. William Clowes & Sons, Limited. Cap. 1, p. 1-10.

TSAKIRI, M.; LEKIDIS, V.; STEWART, M.; KARABELAS, J. (2003). *Testing Procedures for the monitoring of Seismic Induced Vibrations on a Cable-Stayed Highway Bridge*. Proceeding, 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece, 2003.

VANÍCEK, P. (1970). Further Development and Properties of the Spectral Analysis by Least-Squares. *Surveys and Mapping Branch, Dept. of Energy, Mines and Resources. Ottawa, Ont., Canada*.

VANÍCEK, P.; KRAKIWSKY, E. (1986). *Geodesy: The Concepts*. 2.ed. Netherlands: Elsevier Science Publishers B.

WARBURTON, G. B. (1976). *The Dynamical Behavior of Structures*. 2. ed. Great Britain. Pergamon Press, Cap. 1, p.1-35; Cap. 2, p. 37-106.

WELLS, D. et al. (1986). *Guide do GPS Positioning*. Canadian GPS Associates, New Brunswick, Canada.

WELSCH, W. M.; HEUNECKE, O. (2001). *Models and Terminology for the Analysis of Geodetic Monitoring Observations*. The 10th International Symposium on Deformation Measurements, INTERNATIONAL FEDERATION OF SURVEYORS (FIG), Commission 6 – Engineering Surveys, Working Group 6.1, 19-22 March, Orange, California, USA.

WIPF, T. J.; RITTER, M. A.; WOOD, D. L. Dynamic Evaluation of Timber Bridges. (CD ROM) *The National Wood in Transportation Program*. Information on Modern Timber Bridges in the United States, 1988-2001. Ref. 314-776.6666/

WÜBBENA, G.; BAGGE, A.; BOETTCHER, G.; SCHMITZ, M. (2001). *Permanent Object Monitoring with GPS with 1 Millimeter Accuracy*. ION GPS 2001 - The 14th International Technical Meeting of the Satellite Division of the Institute of Navigation, 11-14 September 2001, Salt Lake City, USA.

XU, L.Y.; XIA, H.; YAN, Q. S. (2003). Dynamic Response of Suspension Bridge to High Wind and Running Train. *Journal of Bridge Engineering*, Vol.8, No.1, January 1, 2003.

YONG-QI, C. (2000). *Developments in Deformation Monitoring and Analysis*. Geodesy and Geomatics Engineering Technical Report 205.

ZURMELY, R. M. (1997). <http://planeta.terra.com.br/lazer/py4zbz/dadosp.htm> (03/10/2003).

ANEXO A

A.1 – EXEMPLO DE PROGRAMA ELABORADO NO MATHCAD

PARA A REPRODUÇÃO DESTES PROGRAMAS NO MATHCAD É PRECISO QUE SE FAÇA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DE TODOS OS CARACTERES. CHAMA-SE A ATENÇÃO PARA O FATO DE O ARQUIVO DE ENTRADA DEVE TER O NOME DO ARQUIVO ONDE ESTÃO ARMAZENADOS OS DADOS A SEREM ANALISADOS. TAMBÉM SE FAZ NECESSÁRIO UM ONHECIMENTO PRÉVIO SOBRE A FFT.

ANEXO B

Neste anexo estão ilustrados exemplos de dados GPS em formato RINEX (*Receiver Independent Exchange Format*) de acordo com a versão 2.10 (<http://www.ngs.noaa.gov/CORS/instructions2/>). Os arquivos apresentados são de dados GPS coletados com receptor NOVATEL, durante ensaio da ponte *Hawkshaw Cable-Stayed Bridge*.

B.1 – EXEMPLO DE ARQUIVO RINEX DE OBSERVAÇÃO

O arquivo de observação contém as informações sobre tempo, fase das portadoras L_1 e L_2 , em ciclos e as pseudodistâncias em metros.

```

2.10      OBSERVATION DATA      G (GPS)      RINEX VERSION / TYPE
Convert   CompanyName            31-Oct-2003 17:26    PGM / RUN BY / DATE
Signal Strength values S1,S2 are in dBHz      COMMENT
MarkerName                                MARKER NAME
MarkerNumber                             MARKER NUMBER
Observer                                  OBSERVER / AGENCY
Rec Number                               REC # / TYPE / VERS
Antenna Number                           ANT # / TYPE
1717491.0201 -4095752.6367 4562511.7611      APPROX POSITION XYZ
0.0000      0.0000      0.0000      ANTENNA: DELTA H/E/N
1 1 1 7 G01 G02 G03 G05 G06 G13 G14 WAVELENGTH FACT L1/2
1 1 1 7 G15 G16 G17 G20 G21 G23 G25 WAVELENGTH FACT L1/2
1 1 1 3 G27 G30 G31      WAVELENGTH FACT L1/2
8 C1 L1 D1 S1 P2 L2 D2 S2      COMMENT
0.200      # / TYPES OF OBSERV
2003 10 30 15 17 10.4000000 GPS      INTERVAL
2003 10 30 18 26 45.8000000 GPS      TIME OF FIRST OBS
13      TIME OF LAST OBS
      LEAP SECONDS
      END OF HEADER
03 10 30 15 17 10.4000000 0 8G16G23G 6G30G14G20G 2G25
22513021.46148 118306726.34048 3228.81248 46.000 22513023.41444
92187078.19144 2515.81244 37.000
24962524.17244 131178947.63344 -3674.43844 38.000 24962533.64141
102217383.33241 -2863.37541 29.000
23248027.57847 119101895.90647 1582.87547 45.000 23248028.92242
99342347.05942 1233.25042 34.000
22185699.56248 113519323.08648 -2878.75048 47.000 22185700.94544
94992290.44544 -2243.37544 38.000
21670326.68049 110811020.58649 -2501.93849 48.000 21670326.93045
92881924.61345 -1949.75045 40.000
22522541.57848 115289439.00448 815.87548 46.000 22522543.90643
96371598.19943 635.56243 36.000
24329946.86745 127854738.32445 3196.43845 40.000 24329952.96941
99627086.89141 2490.56241 25.000
20589908.67249 105133387.01249 380.00049 50.000 20589909.37547

```

B.1.1 – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O CABEÇALHO

TABLE A1 GPS OBSERVATION DATA FILE - HEADER SECTION DESCRIPTION		
HEADER LABEL (Columns 61-80)	DESCRIPTION	FORMAT
RINEX VERSION / TYPE	<ul style="list-style-type: none"> - Format version (2.10) - File type ('O' for Observation Data) - Satellite System: blank or 'G': GPS 'R': GLONASS 'S': Geostationary signal payload 'T': NNSS Transit 'M': Mixed 	F9.2, 11X, A1, 19X, A1, 19X
PGM / RUN BY / DATE	<ul style="list-style-type: none"> - Name of program creating current file - Name of agency creating current file - Date of file creation 	A20, A20, A20
* COMMENT	Comment line(s)	A60 *
MARKER NAME	Name of antenna marker	A60
* MARKER NUMBER	Number of antenna marker	A20 *
OBSERVER / AGENCY	Name of observer / agency	A20, A40
REC # / TYPE / VERS	Receiver number, type, and version (Version: e.g. Internal Software Version)	3A20
ANT # / TYPE	Antenna number and type	2A20
APPROX POSITION XYZ	Approximate marker position (WGS84)	3F14.4
ANTENNA: DELTA H/E/N	<ul style="list-style-type: none"> - Antenna height: Height of bottom surface of antenna above marker - Eccentricities of antenna center relative to marker to the east and north (all units in meters) 	3F14.4
WAVELENGTH FACT L1/2	<ul style="list-style-type: none"> - Default wavelength factors for L1 and L2 1: Full cycle ambiguities 2: Half cycle ambiguities (squaring) 0 (in L2): Single frequency instrument - zero or blank <p>The default wavelength factor line is required and must precede satellite-specific lines.</p>	2I6, I6
* WAVELENGTH FACT L1/2	<ul style="list-style-type: none"> - Wavelength factors for L1 and L2 1: Full cycle ambiguities 2: Half cycle ambiguities (squaring) 0 (in L2): Single frequency instrument - Number of satellites to follow in list for which these factors are valid. - List of PRNs (satellite numbers with system identifier) <p>These optional satellite specific lines may follow, if they identify a state different from the default values.</p> <p>Repeat record if necessary.</p>	2I6, *
# / TYPES OF OBSERV	<ul style="list-style-type: none"> - Number of different observation types stored in the file - Observation types <p>If more than 9 observation types: Use continuation line(s)</p> <p>The following observation types are defined in RINEX Version 2.10:</p>	I6, 9(4X, A2) 6X, 9(4X, A2)

	<p>L1, L2: Phase measurements on L1 and L2 C1 : Pseudorange using C/A-Code on L1 P1, P2: Pseudorange using P-Code on L1, L2 D1, D2: Doppler frequency on L1 and L2 T1, T2: Transit Integrated Doppler on 150 (T1) and 400 MHz (T2) S1, S2: Raw signal strengths or SNR values as given by the receiver for the L1, L2 phase observations</p> <p>Observations collected under Antispoofing are converted to "L2" or "P2" and flagged with bit 2 of Loss of Lock indicator (see Table A2).</p> <p>Units : Phase : full cycles Pseudorange : meters Doppler : Hz Transit : cycles SNR etc : receiver-dependent</p> <p>The sequence of the types in this record has to correspond to the sequence of the observations in the observation records</p>		
* INTERVAL	Observation interval in seconds	F10.3	*
TIME OF FIRST OBS	<p>- Time of first observation record (4-digit-year, month, day, hour, min, sec) - Time system: GPS (=GPS time system) GLO (=UTC time system) Compulsory in mixed GPS/GLONASS files Defaults: GPS for pure GPS files GLO for pure GLONASS files</p>	5I6, F13.7, 5X, A3	
* TIME OF LAST OBS	<p>- Time of last observation record (4-digit-year, month, day, hour, min, sec) - Time system: Same value as in TIME OF FIRST OBS record</p>	5I6, F13.7, 5X, A3	*
* RCV CLOCK OFFS APPL	Epoch, code, and phase are corrected by applying the real-time-derived receiver clock offset: 1=yes, 0=no; default: 0=no Record required if clock offsets are reported in the EPOCH/SAT records	I6	*
* LEAP SECONDS	Number of leap seconds since 6-Jan-1980 Recommended for mixed GPS/GLONASS files	I6	*
* # OF SATELLITES	Number of satellites, for which observations are stored in the file	I6	*
* PRN / # OF OBS	<p>PRN (sat.number), number of observations for each observation type indicated in the "# / TYPES OF OBSERV" - record.</p> <p>If more than 9 observation types: Use continuation line(s)</p> <p>This record is (these records are) repeated for each satellite present in the data file</p>	3X, A1, I2, 9I6 6X, 9I6	*
END OF HEADER	Last record in the header section.	60X	

Records marked with * are optional

B.1.2 – DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS

TABLE A2 GPS OBSERVATION DATA FILE - DATA RECORD DESCRIPTION		
OBS. RECORD	DESCRIPTION	FORMAT
EPOCH/SAT or EVENT FLAG	<ul style="list-style-type: none"> - Epoch : <ul style="list-style-type: none"> - year (2 digits, padded with 0 if necessary) - month, day, hour, min, - sec - Epoch flag 0: OK <ul style="list-style-type: none"> 1: power failure between previous and current epoch >1: Event flag - Number of satellites in current epoch - List of PRNs (sat. numbers with system identifier, see 5.1) in current epoch - receiver clock offset (seconds, optional) <p>If more than 12 satellites: Use continuation line(s)</p> <p>If epoch flag 2-5:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Event flag: <ul style="list-style-type: none"> 2: start moving antenna 3: new site occupation (end of kinem. data) (at least MARKER NAME record follows) 4: header information follows 5: external event (epoch is significant, same time frame as observation time tags) - "Number of satellites" contains number of special records to follow. Maximum number of records: 999 - For events without significant epoch the epoch fields can be left blank <p>If epoch flag = 6:</p> <ul style="list-style-type: none"> 6: cycle slip records follow to optionally report detected and repaired cycle slips (same format as OBSERVATIONS records; slip instead of observation; LLI and signal strength blank or zero) 	<p>1X, I2.2, 4(1X, I2), F11.7,</p> <p>2X, I1,</p> <p>I3, 12(A1, I2), F12.9</p> <p>32X, 12(A1, I2)</p> <p>[2X, I1,]</p> <p>[I3]</p>
OBSERVATIONS	<ul style="list-style-type: none"> - Observation rep. within record for each obs. type (same seq as given in header) - LLI - Signal strength <p>If more than 5 observation types (=80 char): continue observations in next record.</p> <p>This record is (these records are) repeated for each satellite given in EPOCH/SAT - record.</p> <p>Observations: Phase : Units in whole cycles of carrier Code : Units in meters Missing observations are written as 0.0 or blanks.</p> <p>Phase values overflowing the fixed format F14.3 have to be clipped into the valid interval (e.g. add or subtract 10**9), set LLI indicator.</p> <p>Loss of lock indicator (LLI). Range: 0-7 0 or blank: OK or not known Bit 0 set : Lost lock between previous and current observation: cycle slip possible Bit 1 set : Opposite wavelength factor to the one defined for the satellite by a previous WAVELENGTH FACT L1/2 line. Valid for the current epoch only. Bit 2 set : Observation under Antispoofing</p>	<p>m(F14.3, I1, I1)</p>

(may suffer from increased noise)
Bits 0 and 1 for phase only.
Signal strength projected into interval 1-9: 1: minimum possible signal strength 5: threshold for good S/N ratio 9: maximum possible signal strength 0 or blank: not known, don't care

B.2 – EXEMPLO DE ARQUIVO RINEX DE NAVEGAÇÃO

```

2.10      N: GPS NAV DATA      RINEX VERSION / TYPE
Convert   CompanyName          31-Oct-03 17:26      PGM / RUN BY / DATE
0.4005D-07 0.1490D-07 -0.1192D-06 0.5960D-07      ION ALPHA
0.1516D+06 -0.4915D+05 -0.1311D+06 -0.1966D+06    ION BETA
.000000000000D+00 -.159872115546D-13 589824      1242 DELTA-UTC: A0, A1, T, W
13                                     LEAP SECONDS
                                     END OF HEADER
1 03 10 23 20 00 00.0 .311410985887D-03 .204636307899D-11 .000000000000D+00
.400000000000D+02 .816250000000D+02 .430232206613D-08 -.142815944414D+01
.436790287495D-05 .522316643037D-02 .730156898499D-05 .515364469910D+04
.417600000000D+06 .614672899246D-07 .616063221826D+00 .132247805595D-06
.976263563765D+00 .246281250000D+03 -.172730126615D+01 -.812855287257D-08
.660027492794D-09 .100000000000D+01 -.124100000000D+04 .000000000000D+00
.200000000000D+01 .000000000000D+00 -.325962901115D-08 .552000000000D+03
.412386000000D+06 .000000000000D+00
2 03 10 30 16 00 00.0 -.212660059333D-03 -.670752342558D-11 .000000000000D+00
.510000000000D+02 -.119687500000D+02 .533700802209D-08 .186826932647D+01
-.112317502499D-05 .230872964021D-01 .706501305103D-05 .515374901962D+04
.403200000000D+06 .139698386192D-06 .246755068940D+01 -.579282641411D-06
.932331553066D+00 .224843750000D+03 -.174972032918D+01 -.809390857235D-08
.939324840936D-10 .100000000000D+01 .124200000000D+04 .000000000000D+00
.200000000000D+01 .000000000000D+00 -.186264514923D-08 .819000000000D+03
.400596000000D+06 .000000000000D+00

```

B.2.1 – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM O CABEÇALHO

TABLE A3 GPS NAVIGATION MESSAGE FILE - HEADER SECTION DESCRIPTION		
HEADER LABEL (Columns 61-80)	DESCRIPTION	FORMAT
RINEX VERSION / TYPE	- Format version (2.10) - File type ('N' for Navigation data)	F9, 2, 11X, A1, 19X
PGM / RUN BY / DATE	- Name of program creating current file - Name of agency creating current file - Date of file creation	A20, A20, A20
* COMMENT	Comment line(s)	A60
* ION ALPHA	Ionosphere parameters A0-A3 of almanac (page 18 of subframe 4)	2X, 4D12. 4
* ION BETA	Ionosphere parameters B0-B3 of almanac	2X, 4D12. 4
* DELTA-UTC: A0, A1, T, W	Almanac parameters to compute time in UTC (page 18 of subframe 4) A0, A1: terms of polynomial T : reference time for UTC data W : UTC reference week number. Continuous number, not mod(1024)!	3X, 2D19. 12, 219
* LEAP SECONDS	Delta time due to leap seconds	I 6
END OF HEADER	Last record in the header section.	60X

Records marked with * are optional

B.2.2 – DESCRIÇÃO DOS DADOS COLETADOS

TABLE A4 GPS NAVIGATION MESSAGE FILE - DATA RECORD DESCRIPTION		
OBS. RECORD	DESCRIPTION	FORMAT
PRN / EPOCH / SV CLK	<ul style="list-style-type: none"> - Satellite PRN number - Epoch: Toc - Time of Clock year (2 digits, padded with 0 if necessary) month day hour minute second - SV clock bias (seconds) - SV clock drift (sec/sec) - SV clock drift rate (sec/sec²) 	I2, 1X, I2.2, 1X, I2, 1X, I2, 1X, I2, 1X, I2, F5.1, 3D19.12
BROADCAST ORBIT - 1	<ul style="list-style-type: none"> - IODE Issue of Data, Ephemeris - Crs (meters) - Delta n (radians/sec) - MO (radians) 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 2	<ul style="list-style-type: none"> - Cuc (radians) - e Eccentricity - Cus (radians) - sqrt(A) (sqrt(m)) 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 3	<ul style="list-style-type: none"> - Toe Time of Ephemeris (sec of GPS week) - Cic (radians) - OMEGA (radians) - CIS (radians) 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 4	<ul style="list-style-type: none"> - i0 (radians) - Crc (meters) - omega (radians) - OMEGA DOT (radians/sec) 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 5	<ul style="list-style-type: none"> - IDOT (radians/sec) - Codes on L2 channel - GPS Week # (to go with TOE) - Continuous number, not mod(1024)! - L2 P data flag 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 6	<ul style="list-style-type: none"> - SV accuracy (meters) - SV health (bits 17-22 w 3 sf 1) - TGD (seconds) - IODC Issue of Data, Clock 	3X, 4D19.12
BROADCAST ORBIT - 7	<ul style="list-style-type: none"> - Transmission time of message *) (sec of GPS week, derived e.g. from Z-count in Hand Over Word (HOW)) - Fit interval (hours) (see ICD-GPS-200, 20.3.4.4) - Zero if not known - spare - spare 	3X, 4D19.12

*) Adjust the Transmission time of message by -604800 to refer to the reported week, if necessary

ANEXO C

C.1 - DESCRIÇÃO DO ITEM 13.3 DA NBR 6118

13.3 Deslocamentos limites

Deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Para os efeitos desta Norma são classificados nos quatro grupos básicos a seguir relacionados e devem obedecer aos limites estabelecidos na tabela 18:

- a) **aceitabilidade sensorial:** caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23;
- b) **efeitos específicos:** os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) **efeitos em elementos não estruturais:** deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) **efeitos em elementos estruturais:** os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Tabela 18 - Limites para deslocamentos

Tipo de deslocamento	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devidos a cargas acidentais	1/350
Estrutura em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	1/250 ¹⁾
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	1/350 + contra-flecha ²⁾
			Ocorrido após a construção do piso	1/600
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento

Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^{a)}$ ou 10 mm ou $\theta=0,0017 \text{ rad}^{a)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^{a)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ($\psi_1=0,20$)	$H/2500$ ou $H_i/1250^{a)}$ entre pavimentos ⁶⁾
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^{a)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$l/175$
	Ponte rolante	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.		

Observações:

- Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.
- Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.
- O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes de acompanhamento definidos na seção 11.
- Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

NOTAS:

- As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

- 2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.
- 3) O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.
- 4) Rotação nos elementos que suportam paredes.
- 5) H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.
- 6) Este limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.
- 7) O valor l refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.