JARDEL APARECIDO FAZAN

APLICAÇÃO DO TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL E ANÁLISE
GEOMÉTRICA PARA DETECÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM REDES
GEODÉSICAS: ESTUDO DE CASO NA UHE DE ITAIPU

São Paulo

2010

JARDEL APARECIDO FAZAN

APLICAÇÃO DO TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL E ANÁLISE
GEOMÉTRICA PARA DETECÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM REDES
GEODÉSICAS: ESTUDO DE CASO NA UHE DE ITAIPU

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo, como requisito parcial para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia

São Paulo
2010

JARDEL APARECIDO FAZAN

APLICAÇÃO DO TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL E ANÁLISE
GEOMÉTRICA PARA DETECÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM REDES
GEODÉSICAS: ESTUDO DE CASO NA UHE DE ITAIPU

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo, como requisito parcial para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador: Prof. Dr. Edvaldo Simões da
Fonseca Junior

São Paulo
2010

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

São Paulo, de maio de 2010.

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Fazan, Jardel Aparecido

Aplicação do teste de congruência global e análise geométrica para detecção de deslocamentos em redes geodésicas: estudo de caso na UHE de Itaipu / J.A. Fazan. -- ed.rev. -- São Paulo, 2010.

277 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1. Estruturas (Monitoramento) 2. Sistema de posicionamento global 3. Testes de hipóteses 4. Usinas hidrelétricas I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II. t.

À minha amada esposa e companheira Silvana, pelo incentivo, carinho e compreensão, e de quem precisei roubar preciosos momentos de convivência.

Ao futuro do meu amado filho, felicidade da minha vida, Matheus.

À dedicação, caráter e coragem dos meus pais Natal e Diva.

À sinceridade e honestidade dos meus irmãos Antônio e Fabrício.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelas graças da vida e da inteligência.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Edvaldo Simões da Fonseca Junior, por toda a ajuda, consideração e confiança.

Ao Prof. Dr. Nicola Paciléo Netto pela amizade, sugestões, e principalmente pela referência que se tornou.

Ao Prof. Dr. Denizar Blitzkow pelas discussões, por vezes calorosas, e sugestões apresentadas.

Ao Prof. Dr. Luis Augusto Koenig Veiga pelas sugestões e incentivo no exame de qualificação.

Aos amigos do LTG, Ana Cristina Oliveira Cancoro de Matos, Claudomiro Santos, Daniel Silva Costa, Flávio Guilherme Vaz de Almeida, Gabriel do Nascimento Guimarães e Augusto César Barros Barbosa, pelas constantes palavras de apoio e incentivo.

Ao amigo Fernando Cesar Dias Ribeiro, companheiro de campanhas em ITAIPU, pelo empréstimo de material técnico sobre barragens e pelas valorosas discussões sobre o assunto e sugestões.

À Comercial e Importadora WILD, pelo empréstimo de receptores Leica Geosystems para a execução de campanhas.

Ao amigo Alberto Luiz da Silva pelas discussões e troca de conhecimento sobre o BERNESE.

Ao amigo Mário Alexandre de Abreu pelas informações e sugestões.

À Coordenação de Geodésia do IBGE, por permitir, o desenvolvimento deste trabalho.

Ao IBGE, por incentivar seus servidores a se aperceíçorem e melhorarem a qualidade das informações e serviços prestados à sociedade brasileira.

Aos amigos da ITAIPU, os engenheiros Ademar Sérgio Fiorini, Alexandre Donida Osório, Cláudio Porchetto Neves, Sílvia Frazão Matos, e os técnicos Agnaldo Fernandes de Souza, Anderson Andrade de Moura e Sérgio Dias Alicino, pela amizade e por todo auxílio durante as campanhas.

Aos amigos Écio Silva e Antonio Jurandir Constantino de Oliveira por ajudarem na 3ª e 4ª campanhas de levantamento.

À todos que direta e indiretamente contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Do que vale o talento sem a dedicação?

*Por que viver à sombra, quando se pode
expandir seus próprios ramos?*

RESUMO

Grandes estruturas, sejam elas naturais ou artificiais, estão sujeitas a variações, em suas dimensões e posição, no espaço e no tempo. O monitoramento de estruturas está diretamente ligado com a segurança das mesmas, pois o colapso de uma estrutura artificial ou movimentação de estruturas naturais podem causar perdas econômicas, impactar o meio ambiente e ceifar vidas. Neste sentido o foco deste trabalho é aplicar a tecnologia GNSS (*Global Navigation Satellite System*) e redes geodésicas no monitoramento de estruturas. Para confirmar a ocorrência de deslocamentos utilizou-se o Teste de Congruência Global. Durante o desenvolvimento do trabalho foi proposto um método designado por Análise Geométrica, para fornecer indicação de possíveis deslocamentos. A metodologia proposta nesta pesquisa foi aplicada no monitoramento da barragem da Usina Hidrelétrica de Itaipu e pilares da sua rede de trilateração. Para o desenvolvimento da pesquisa foram realizadas quatro campanhas de observações. Os dados de cada campanha foram processados para determinar vetores, que posteriormente participaram de ajustamento vetorial pelo Método dos Mínimos Quadrados, para cada época de levantamento. O ajustamento forneceu coordenadas dos pontos da rede e a matriz varianvia-covariância, para cada época de observação. Estas informações foram combinadas duas a duas para aplicar a Análise Geométrica e o Teste de Congruência Global. Os resultados dos dois métodos de teste apresentaram boa correlação entre si e indicaram possíveis deslocamentos em pontos da rede de referência de monitoramento por trilateração e pontos da barragem.

Palavras-chave: Monitoramento de barragens. Redes Geodésicas. Métodos geodésicos. Tecnologia GNSS. Teste de Congruência Global. Itaipu.

ABSTRACT

Natural or artificial large structures are subjected to variations in their dimensions and position, in space and time. Structures monitoring is directly attended with their security, since the collapse of an artificial structure or displacement of natural structures can cause economic loss, impact the environment and cause the death of people. Hence, the aim of this study is to apply GNSS technology (*Global Navigation Satellite System*) and geodetic networks in structures monitoring. In order to confirm the occurrence of the displacements the Global Congruence Test was employed. During the development of this study it was proposed a method so-called Geometric Analysis, to indicate possible displacements. The methodology proposed in this research was applied to Itaipu hydro-electric power station and its trilateration networks. GNSS data was surveyed in four campaigns. Data from each campaign were processed to determine vectors, which were posteriorly adjusted by means of the least squares method, for each survey epoch. The adjustment provided the coordinates of the network vertices and the covariance matrix, for each observation epoch. These informations were combined two by two to apply the Geometrical Analysis and the Global Congruence Test. Results from both test methods show good agreement and indicate possible displacements in vertices of the monitoring reference network and in object points of the dam

Key-words: Dam Monitoring. Geodetic Networks. Geodetic Methods. GNSS Technology. Global Congruence Test. Itaipu.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Esquema do Sistema Furnas (< http://www.furnas.com.br >, acesso em: nov. de 2008).....	14
Figura 2.2 - Exemplo de deslocamento de um objeto entre duas épocas.....	19
Figura 2.3 - Exemplo de deformação de um objeto entre duas épocas.	20
Figura 2.4 - Esquema de instalação de um pêndulo direto em barragem de concreto, um coordenômetro ótico e seus componentes (adaptado de Silveira (2003) e Matos (2002)).....	26
Figura 2.5 - Prumo ótico instalado na barragem de Funil (RIBEIRO, 2008).....	27
Figura 2.6 - Esquema de instalação de um pêndulo invertido na fundação de uma barragem do tipo gravidade (SILVEIRA, 2003).	27
Figura 2.7 - Esquema de um extensômetro múltiplo de haste (MATOS, 2002).....	28
Figura 2.8 - Deslocamentos Relativos e Absolutos (VEIGA et al., 2006 apud RIBEIRO, 2008).	30
Figura 2.9 - Esquema da Rede de Triangulação e Trilateração da barragem Gigerwald, na Suíça (RÜEGGER, 2006).	31
Figura 2.10 - Teodolito DKM3 e Mecômetro ME3000 (RIBEIRO, 2008).....	32
Figura 2.11 - Exemplo de uma seção de nivelamento (adaptado de IBGE (1984))...32	
Figura 2.12 - Comparação entre soluções utilizando GPS.....	36
Figura 2.13 - Hierarquia dos parâmetros de qualidade (adaptado de European Commission (2003)).	37
Figura 2.14 - Ilustração da SD.....	47
Figura 2.15 - Ilustração da DD.	49
Figura 2.16 - Relação entre os métodos de posicionamento, o momento da solução e o estado.	51
Figura 2.17 - Conceito básico do posicionamento relativo (adaptado de Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007)).	52
Figura 2.18 - Referenciais Terrestre e Celeste no contexto da Resolução IAU 2000 (MONICO, 2004).	58
Figura 2.19 - Definição do CEO, TEO E ângulo de rotação da Terra θ (MONICO, 2004).	58
Figura 2.20 - Rede do IERS (adaptado de < http://itrf.ensg.ign.fr/GIS/ >, acesso em: out. 2009).....	60

Figura 2.21 - Rede de monitoramento do IGS (http://igsjb.jpl.nasa.gov/network/complete.html), acesso em: out. 2009).....	60
Figura 2.22 - RBMC, situação em outubro de 2009 (< www.ibge.gov.br >, acesso em: out. 2009).....	62
Figura 2.23 - RBMC-IP, situação em outubro de 2009 (< www.ibge.gov.br >, acesso em: out. 2009).....	64
Figura 2.24 - Rede SIRGAS-CON (< www.dgfi.badw.de >, acesso em: out. 2009).....	65
Figura 2.25 - Comportamento temporal das coordenadas da estação POLI (ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/), acesso em: fev. 2010).....	66
Figura 2.26 - Comportamento temporal das coordenadas da estação PPTE (ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/), acesso em: fev. 2010).....	66
Figura 2.27 - Comportamento temporal das coordenadas da estação SMAR (ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/), acesso em: fev. 2010).....	67
Figura 2.28 - Comportamento temporal das coordenadas da estação UFPR (ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/), acesso em: fev. 2010).....	67
Figura 2.29 - Dispositivo de centragem forçada padrão UFPR (IBGE, 2008b).....	70
Figura 2.30 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão UFPR (IBGE, 2008b).....	71
Figura 2.31 - Dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).....	71
Figura 2.32 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).....	72
Figura 2.33 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).....	72
Figura 2.34 - Esquema de instalação do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).....	73
Figura 2.35 - Esquema do pilar de concreto padrão usado pelo IBGE com dispositivo centragem forçada (IBGE, 2008b).....	74
Figura 2.36 - Vista superior do pilar de concreto padrão usado pelo IBGE (IBGE, 2008b).....	74
Figura 2.37 - Vista superior do pilar de concreto padrão usado pelo IBGE, com detalhes da ferragem (IBGE, 2008b).....	75
Figura 2.38 - Pilar de concreto padrão usado pelo IBGE (IBGE, 2008b).....	75
Figura 2.39 - Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU	

– 1ª Alternativa (ITAIPU Binacional, 1981).	76
Figura 2.40 - Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU	
– 2ª e 3ª Alternativas (ITAIPU Binacional, 1981).	76
Figura 2.41 - Exemplo de rede com 9 pontos, com todos os vetores possíveis.....	80
Figura 2.42 - Exemplo de rede com 9 pontos dividida em 5 figuras.....	82
Figura 2.43 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por triangulação de Delaunay.....	83
Figura 2.44 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por poligonação.....	84
Figura 2.45 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por irradiação.	84
Figura 3.1 - Ilustração da Localização do Projeto ITAIPU	117
Figura 3.2 - Ilustração da Configuração Geral da CHI (ITAIPU Binacional, 2005). .	119
Figura 3.3 - Ilustração do Complexo com os tipos de barragem de Itaipu (< http://www.itaipu.gov.br >, acesso em: nov. 2008).	119
Figura 3.4 - Ilustração do perfil da tomada de água, conduto forçado e	120
Figura 3.5 - Ilustração da instrumentação de um bloco chave típico e suas localizações na barragem (< http://www.itaipu.gov.br >, acesso em: nov. 2008).....	123
Figura 3.6 - Ilustração da rede geodésica de trilateração e configuração das visadas (ITAIPU Binacional, 2004).	130
Figura 4.1 - Distribuição espacial da Rede Itaipu (elaborado com Google Earth™)	135
Figura 4.2 - Detalhe do adaptador no dispositivo de centragem forçada padrão Kern (RIBEIRO, 2008).	139
Figura 4.3 - Estimativas de multicaminho na portadora L1.....	156
Figura 4.4 - Estimativas de multicaminho na portadora L1.....	156
Figura 4.5 - Diagrama com a estratégia aplicada no processamento de dados GNSS.	160
Figura 4.6 - Diagrama com a estratégia aplicada no ajustamento de rede.	167
Figura 4.7 - Desenvolvimento e aplicação do TCG no MATLAB.	169
Figura 4.8 - Esquema da análise geométrica de coordenadas determinadas em duas épocas.....	171
Figura 5.1 - Configuração da rede de referência.....	187
Figura 5.2 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 1.	190

Figura 5.3 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 2.	192
Figura 5.4 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 3.	195
Figura 5.5 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 4.	197
Figura 5.6 - Diferenças de Latitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.	207
Figura 5.7 - Diferenças de Longitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.	208
Figura 5.8 - Diferenças de Altitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.	209
Figura 6.1 - Comportamento temporal das coordenadas da estação ONRJ (adaptado de < ftp://geofp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/ >, acesso em: fev. 2010).	234

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Alguns dos principais casos de SIR no Mundo (adaptado de Marza et al. (1999)).....	13
Tabela 2.2 - Fontes e efeitos de erros envolvidos no GNSS (MONICO, 2008).	45
Tabela 2.3 - Mutiplicadores para várias probabilidades.....	87
Tabela 2.4 - Relação entre decisão, hipótese e tipo de erro	105
Tabela 3.1 - Descrição e função dos instrumentos instalados em um bloco chave (http://www.itaipu.gov.br), acesso em: nov. 2008).	124
Tabela 3.2 - Instrumentação instalada nas barragens de terra e enrocamento.....	127
Tabela 4.1 - Receptores utilizados na campanha 1.....	148
Tabela 4.2 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP1.....	148
Tabela 4.3 - Receptores utilizados na campanha 2.....	149
Tabela 4.4 - Formação das figuras, ocupações, reocupações, sessões de coleta em cada ponto da CP2.....	150
Tabela 4.5 - Receptores utilizados na campanha 3.....	151
Tabela 4.6 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP3.....	152
Tabela 4.7 - Receptores utilizados na campanha 4.....	153
Tabela 4.8 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP4.....	154
Tabela 4.9 - Descrição dos programas do BERNESE e seqüência utilizada nos processamentos.....	161
Tabela 4.10 - Esquema da combinação das campanhas	168
Tabela 5.1 - Coordenadas ajustadas para a rede de referência.....	188
Tabela 5.2 - Parâmetros estatísticos do ajustamento para a rede de referência.....	188
Tabela 5.3 - Coordenadas ajustadas para a campanha 1.	190
Tabela 5.4 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 1.	191
Tabela 5.5 - Coordenadas ajustadas para a campanha 2.	193
Tabela 5.6 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 2.	194
Tabela 5.7 - Coordenadas ajustadas para a campanha 3.	195
Tabela 5.8 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 3.	196
Tabela 5.9 - Coordenadas ajustadas para a campanha 4.	198

Tabela 5.10 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 4.	199
Tabela 5.11 - Informações relativas aos ajustamentos das 4 campanhas na rede Itaipu.	200
Tabela 5.12 - Informações relativas aos ajustamentos das 4 campanhas na rede Itaipu.	200
Tabela 5.13 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 2, com aplicação da AG.....	203
Tabela 5.14 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 3, com aplicação da AG.....	203
Tabela 5.15 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 4, com aplicação da AG.....	204
Tabela 5.16 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 2 e 3, com aplicação da AG.....	205
Tabela 5.17 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 2 e 4, com aplicação da AG.....	205
Tabela 5.18 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 3 e 4, com aplicação da AG.....	206
Tabela 5.19 - Tendência de direção de movimentação para cada ponto.....	210
Tabela 5.20 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 1 e 2.	212
Tabela 5.21 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 2.	213
Tabela 5.22 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 2.	213
Tabela 5.23 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 1 e 3.	214
Tabela 5.24 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 3.	215
Tabela 5.25 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 3.	215
Tabela 5.26 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 1 e 4.	217
Tabela 5.27 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 4.	218
Tabela 5.28 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 4.	218
Tabela 5.29 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 2 e 3.	220
Tabela 5.30 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 2 e 3.	220
Tabela 5.31 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 2 e 3.	221
Tabela 5.32 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 2 e 4.	223
Tabela 5.33 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 2 e 4.	223
Tabela 5.34 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 2 e 4.	224
Tabela 5.35 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 3 e 4.	225

Tabela 5.36 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 3 e 4.	225
Tabela 5.37 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 3 e 4	226
Tabela 6.1 - Indicações de deslocamentos na rede de pilares e valores de α com rejeição de H_0	231

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 - Exemplo de parte de um arquivo de dados no formato <i>SKI ASCII</i> <i>Baseline Vector format</i>	162
Quadro 4.2 - Exemplo de parte do conteúdo de um arquivo com coordenadas determinadas com o BERNESSE.....	163
Quadro 4.3 - Exemplo do conteúdo de um arquivo com as linhas de base predefinidas para o programa SGNDIF.	164
Quadro 4.4 - Exemplo do conteúdo de um arquivo com a MVC das coordenadas determinadas com o BERNESSE.....	164
Quadro 5.1 - Comparações das coordenadas resultantes do primeiro processamento da campanha 1, realizadas com o programa COMPAR.....	174
Quadro 5.2 - Comparações das coordenadas resultantes do processamento final da campanha 1, realizadas com o programa COMPAR.....	175
Quadro 5.3 - Comparações das coordenadas resultantes do primeiro processamento da campanha de 2, realizadas com o programa COMPAR.....	177
Quadro 5.4 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 2.	178
Quadro 5.5 - Comparações das coordenadas do primeiro processamento da campanha de 3.....	180
Quadro 5.6 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 3.	181
Quadro 5.7 - Comparações das coordenadas do processamento final campanha 3 (dia 212).....	182
Quadro 5.8 - Comparações das coordenadas do primeiro processamento da campanha de 4.....	183
Quadro 5.9 - Comparações das coordenadas do processamento final campanha 4.	184
Quadro 5.10 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 1.	185
Quadro 5.11 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 2.	186
Quadro 5.12 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 3.	186

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADAS	Sistema de Aquisição de Dados e Auscultação
AG	Análise Geométrica
ANA	Agência Nacional de Águas
BCRS	<i>Barycentric Celestial Reference System</i>
Beidou/Compass	Sistema de posicionamento regional da China
BIH	<i>Bureau International de L'Heure</i>
BRAZ	Estação da RBMC de Brasília/DF
BRFT	Estação da RBMC de Fortaleza/CE
BRS	<i>Barycentric Reference System</i>
CA	<i>Coarse Acquisition</i>
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CCE	Condições de Carregamento Excepcionais
CCL	Condições de Carregamento Limite
CCR	Concreto Compactado à Rolo
CDGPS	<i>Real-Time Canada Wide DGPS Service</i>
CEO	<i>Celestial Ephemeris Origin</i>
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CHI	Central Hidrelétrica de Itaipu
CHPI	Estação da RBMC de Cachoeira Paulista/SP
CIDA	Agência Canadense de Desenvolvimento Internacional

CIGB	<i>Commission Internationale dês Grands Barrages / Comissão Internacional de Grandes Barragens</i>
CIP	<i>Celestial Intermediate Pole</i>
CORS	<i>Continuously Operating Reference Stations</i>
CP1	Campanha 1
CP2	Campanha 2
CP3	Campanha 3
CP4	Campanha 4
DD	Dupla Diferença
DGNSS	<i>Differential GNSS</i>
DORIS	<i>Doppler Orbit determination and Radiopositioning Integrated on Satellite</i>
EGNOS	<i>European Geostationary Navigation Overlay Service</i>
EPN	<i>EUREF Permanent Network</i>
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FDP	Função Densidade de Probabilidade
FIBGE	Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
FURNAS	FURNAS Centrais Elétricas SA
G1	Onda portadora G1 do GLONASS
G2	Onda portadora G2 do GLONASS
GALILEO	Sistema de Posicionamento Global Europeu
GCRS	<i>Geocentric Celestial Reference System</i>
GCRS	<i>Geocentric Celestial Reference System</i>

GLONASS	<i>GLObal NAVigation Satellite System</i>
GNSS	<i>Global Navigation Satellite System</i>
GPS	<i>Global Positioning System</i>
GRS	<i>Geocentric Reference System</i>
GRS80	<i>Geodetic Reference System 1980</i>
GSD/NRCan	<i>Geodetic Survey Division of Natural Resources Canada</i>
GW	GigaWatt
GW/h	GigaWatt/hora
IAU	<i>International Astronomy Union</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICAO	<i>International Civil Aviation Organization / Associação Internacional de Aviação Civil</i>
ICOLD	<i>International Commission Of Large Dams</i>
ICRF	<i>International Celestial Reference Frame</i>
ICRS	<i>International Celestial Reference System</i>
IERS	<i>International Earth Rotation and Reference Systems Service</i>
IGS	<i>International GNSS Service</i>
INCRA	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
ITRF	<i>International Terrestrial Reference Frame</i>
ITRF2000	<i>International Terrestrial Reference Frame 2000</i>
ITRS	<i>International Terrestrial Reference System</i>
L1	Onda portadora L1 do GPS
L2	Onda portadora L2 do GPS

L5	Onda portadora L5 do GPS
LLR	<i>Lunar Laser Ranging</i>
LTG	Laboratório de Topografia e Geodésia
MVC	Matriz Variância e Covariância
MED	Medidor Eletrônico de Distância
MEF	Método dos Elementos Finitos
MIN	Ministério da Integração Nacional
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
MP1	Multicaminho para a portadora L1
MP2	Multicaminho para a portadora L2
MQ	Mínimos Quadrados
MW	MegaWatt
NTRIP	<i>Networked Transport of RTCM via Internet Protocol</i>
ONRJ	Estação da RBMC do Observatório Nacional/RJ
P	<i>Precise or Protected Code</i>
PAE	Programa de Ação Emergencial
PD	Pseudodistâncias
PD1	Pseudodistâncias calculada do código CA
PD2	Pseudodistâncias calculada do código P Precise ou Protected ou L2C
POLI	Estação da RBMC de São Paulo/SP
POVE	Estação da RBMC de Porto Velho/RO
PPP	Posicionamento por Ponto Preciso

PPTE	Estação da RBMC de Presidente Prudente/SP
PRARE	<i>Precise RAnge and Range-Rate Equipment</i>
PTR	Departamento de Engenharia de Transportes
QUASARES	<i>Quasi Stellar Radio Source</i>
RA	Região de Aceitação
RBMC	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS
RECF	Estação da RBMC de Recife/PE
RMS	Desvio padrão da média das médias
RR	Região de Rejeição
RTK	<i>Real Time Kinematic</i>
SA	<i>Selective Availability</i> / Disponibilidade Seletiva
SALU	Estação da RBMC de São Luis/MA
SAVO	Estação da RBMC de Salvador/BA
SD	Simple Diferença
SGB	Sistema Geodésico Brasileiro
SIG's	Sistemas de Informação Geográficas
SIH	Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica
SIR	Sismos Induzido por Represa/Barragem
SIRGAS-CON	<i>SIRGAS Continuously Operating Network</i>
SIRGAS2000	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas realização de 2000
SLR	<i>Satellite Laser Ranging</i>
SMAR	Estação da RBMC de Santa Maria/RS

SNR	Razão Sinal Ruído
TCG	Tempo Coordenado Geocêntrico
TCG	Teste de Congruência Global
TD	Tripla Diferença
TDB	<i>Barycentric Dynamical Time</i> - Tempo Dinâmico Baricentrico
TEO	Terrestrial Ephemeris Origin
TEQC	<i>Translation Editing and Quality Check</i>
TIR	Tremor Induzido por Represa/Barragem
UBAT	Estação da RBMC de Ubatuba/SP
UFPR	Estação da RBMC de Curitiba/PR
UFPR	Universidade Federal do Paraná
UHE	Usina Hidrelétrica
UNB	Universidade de New Brunswick
VARG	Estação da RBMC de Varginha/MG
VLBI	<i>Very Long Baseline Interferometry</i>
WAAS	<i>Wide Area Augmentation System</i>
WADGPS	<i>Wide Area Differential GPS</i>
WGS84	<i>World Geodetic System 1984</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	DESCRIÇÃO GERAL	1
1.2	OBJETIVOS.....	3
1.3	JUSTIFICATIVA	4
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	5
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	7
2.1	BARRAGENS	7
2.1.1	Grandes Barragens	8
2.2	SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	10
2.2.1	Impactos da construção de barragens.....	12
2.2.2	Impactos do rompimento de barragens	13
2.3	MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS	15
2.3.1	Monitoramento dinâmico e contínuo.....	16
2.3.2	Monitoramento estático ou discreto	17
2.3.3	Grandezas Monitoradas.....	17
2.3.3.1	Deslocamentos	18
2.3.3.2	Deformações	19
2.4	MONITORAMENTO DE BARRAGENS	20
2.4.1	Tipos de instrumentação e métodos de monitoramento de barragens	22
2.4.1.1	Inspeção visual.....	23
2.4.1.2	Testes de resistência de materiais.....	24
2.4.1.3	Instrumentação da engenharia civil	25
2.4.1.4	Métodos geodésicos convencionais	28
2.4.1.4.1	Triangulação e trilateração	30
2.4.1.4.2	Nivelamento Geométrico	32
2.4.1.5	Métodos geodésicos por satélites artificiais.....	34
2.5	DESCRIÇÃO GERAL DO GNSS.....	37
2.5.1	Vantagens da tecnologia GNSS para posicionamento	39
2.5.2	Observáveis GNSS.....	40

2.5.2.1 Pseudodistância	41
2.5.2.2 Fase da onda portadora	42
2.5.3 Erros nas observáveis GNSS	44
2.5.4 Diferenciação de observáveis	45
2.5.4.1 Simples diferença	46
2.5.4.2 Dupla diferença.....	48
2.5.5 Métodos de posicionamento com o GNSS	50
2.5.5.1 Posicionamento relativo.....	51
2.5.5.2 Posicionamento relativo estático	54
2.6 SISTEMAS E REDES DE REFERÊNCIA.....	54
2.6.1 Sistemas de Referência Celeste e Terrestre.....	56
2.6.2 Sistema de Referência associado ao GPS	59
2.6.3 Redes IERS e IGS	59
2.6.4 RBMC	61
2.6.5 Redes geodésicas locais para monitoramento.	68
2.6.5.1 Planejamento e implantação de uma rede de geodésica para monitoramento.	68
2.6.5.2 Planejamento para escolha dos vetores que serão medidos na rede	77
2.7 PROPRIEDADES INERENTES ÀS OBSERVAÇÕES	85
2.7.1 Precisão e Exatidão (acurácia)	86
2.7.2 Desvio padrão, erro padrão e suas probabilidades.....	86
2.8 AJUSTAMENTO DE OBSERVAÇÕES PELO MMQ.....	87
2.8.1 Método Paramétrico	89
2.8.2 Iterações no processo de ajustamento	93
2.8.3 Ajustamento livre	94
2.8.4 Injunções no método paramétrico.....	95
2.8.5 Ajustamento no processamento de dados GNSS.....	96
2.8.6 Ajustamento Vetorial de Redes.....	99
2.9 CONTROLE DE QUALIDADE DAS OBSERVAÇÕES E DO AJUSTAMENTO.....	102
2.9.1 Testes Estatísticos	103
2.9.1.1 Testes de hipótese.....	104
2.9.1.2 Teste global do ajustamento: Teste Qui-quadrado e Teste F	106

2.9.1.3 Detecção de erros nas observações: o teste dos resíduos padronizados (w - data snooping)	109
2.9.2 Ponderação das observações e correção do modelo estocástico	110
2.10 ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS	112
2.10.1 Teste de Congruência Global.....	112

3 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO: A BARRAGEM DA UHE DE ITAIPU 116

3.1 DESCRIÇÃO GERAL	116
3.2 SEGURANÇA DA BARRAGEM DE ITAIPU	120
3.2.1 Instrumentação e Sistemas de Monitoramento.....	121
3.2.1.1 Instrumentação e monitoramento nas barragens de concreto.....	122
3.2.1.2 Instrumentação e monitoramento nas barragens de terra e enrocamento .	126
3.2.1.3 Instrumentação e medições geodésicas.....	127
3.2.1.3.1 Levantamentos planimétricos	128
3.2.1.3.2 Levantamentos Altimétricos.....	131
3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	131

4 PROPOSTA E DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO 133

4.1 PRÉ-PLANEJAMENTO E ESCOLHA DOS PONTOS PARA O MONITORAMENTO COM TECNOLOGIA GNSS.....	134
4.2 PLANEJAMENTO DAS CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS.....	136
4.2.1 Considerações sobre a definição dos parâmetros para o levantamento	137
4.2.1.1 Método de posicionamento.....	137
4.2.1.2 Tipo de receptor.....	137
4.2.1.3 Tipo de antena.....	138
4.2.1.4 Tipo de Centragem para antenas GNSS	138
4.2.1.5 Intervalo de coleta e armazenamento de observações	139
4.2.1.6 Sessões de observação: quantidade mínima, duração, intervalo de parada e número mínimo de reocupações por pontos	140
4.2.1.7 Máscara de corte e número mínimo de satélites a observar	141
4.2.1.8 Considerações finais sobre o planejamento das campanhas de observação	141

4.3	ESCOLHA DOS PROGRAMAS DE PROCESSAMENTO E AJUSTAMENTO.....	142
4.3.1	Programa para processamento de dados GNSS.....	142
4.3.1.1	Programas disponíveis no BERNESSE	143
4.3.2	Programa para ajustamento vetorial de redes	145
4.4	EXECUÇÃO DAS CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS	147
4.4.1	Execução da campanha 1	147
4.4.2	Execução da campanha 2	149
4.4.3	Execução da campanha 3	151
4.4.4	Execução da campanha 4	153
4.5	ANÁLISE E CONTROLE DE QUALIDADE DOS DADOS DAS QUATRO CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS	155
4.6	PROCESSAMENTO DOS DADOS DAS QUATRO CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS.....	157
4.7	CONVERSÃO DOS RESULTADOS DO BERNESSE PARA FORMATO DE ENTRADA DE DADOS DO MOVE3	161
4.8	AJUSTAMENTO DE REDE NO PROGRAMA MOVE3	165
4.9	ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS COM APLICAÇÃO DE TESTES ESTATÍSTICOS.....	168
4.9.1	Análise geométrica de deslocamento	169
5	RESULTADOS E ANÁLISES.....	172
5.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DOS DADOS GNSS.....	172
5.1.1	Resultados da campanha 1	173
5.1.2	Resultados da campanha 2	176
5.1.3	Resultados da campanha 3	179
5.1.4	Resultados da campanha 4	182
5.1.5	Resultados dos processamentos para definição da rede de referência.....	185
5.2	ANÁLISE DOS AJUSTAMENTOS DA REDE ITAIPU	186
5.2.1	Resultados do ajustamento da rede de referência.....	187
5.2.2	Resultados do ajustamento da campanha 1	189

5.2.3	Resultados do ajustamento da campanha 2	192
5.2.4	Resultados do ajustamento da campanha 3	194
5.2.5	Resultados do ajustamento da campanha 4	197
5.2.6	Comparação dos resultados dos ajustamentos das campanhas	199
5.3	ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS	201
5.3.1	Diferença de coordenadas e Análise Geométrica	201
5.3.2	Aplicação do Teste de Congruência Global	210
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	228
6.1	CONCLUSÕES	228
6.2	RECOMENDAÇÕES	232
	REFERÊNCIAS	235
	 ANEXOS A - FOTOGRAFIAS DOS PONTOS ENVOLVIDOS NOS LEVANTAMENTOS DAS 4 CAMPANHAS.	 244

1 INTRODUÇÃO

1.1 DESCRIÇÃO GERAL

Todo objeto (corpo), natural ou artificial, está sujeito a variações, em suas dimensões (forma) e posição, no espaço e no tempo. Essas variações podem ser analisadas realizando-se estudos sobre o comportamento do objeto em questão.

O estudo do comportamento das obras de engenharia vem aumentando significativamente nos últimos anos, em virtude da preocupação com a segurança. Estruturas de grande porte acabam por sofrer deslocamentos e deformações com o passar do tempo, devido a causas externas, tais como: fatores climáticos, marés, vibrações, recalques, etc. As variações nas estruturas podem ocorrer em sua posição inicial em repouso (geometria externa), caracterizando um deslocamento, ou na geometria interna e/ou externa, caracterizando as deformações da estrutura. As barragens de terra, enrocamento e concreto estão constantemente sujeitas à deslocamentos e deformações, em virtude da sua própria natureza e dimensões, além da ação de agentes internos e externos. Desse modo, é importante investigar detalhadamente o fenômeno e o emprego de novas tecnologias e metodologias que possam contribuir para o monitoramento adequado das mesmas.

Um exemplo de obra de engenharia de grande porte é a barragem da Usina Hidrelétrica (UHE) de Itaipu (Binacional), que ainda hoje detém o título de maior hidrelétrica do mundo. Está localizada no rio Paraná na fronteira entre o Brasil e Paraguai, próxima aos municípios de Foz do Iguaçu e Ciudad del Leste. Esta obra é o objeto de estudo deste trabalho, face à sua grande estrutura, importância econômica e risco que representa em caso de colapso.

Gehring (1987) sugere que para o entendimento do comportamento e da interação das partes componentes de uma barragem, seja ela do tipo aterro ou concreto, a segurança deve ser abordada não somente nos seus dois aspectos mais importantes, estrutural e operacional, mas também ambiental, observando-se os impactos ao meio ambiente, de uma obra construída pelo homem.

Os deslocamentos cisalhantes (deslocamentos horizontais na base da

barragem) são mais intensos essencialmente no período de enchimento do reservatório, quando começam a atuar o empuxo hidrostático e as subpressões da fundação. A medição desses deslocamentos fornece informações sobre as condições de estabilidade relacionada ao escorregamento e rotação da estrutura, e geralmente são verificados por meio de pêndulos invertidos e por extensômetros múltiplos, respectivamente.

Inicialmente no monitoramento de deslocamentos horizontais em barragens por métodos geodésicos era aplicada a triangulação para determinação de coordenadas de pontos nas estruturas. Posteriormente com o surgimento dos distanciômetros eletrônicos foi aplicada a técnica de trilateração, que além de permitir o cálculo de coordenadas, também possibilita a análise das distâncias observadas em épocas distintas. Outra técnica geodésica empregada no monitoramento de barragens é o nivelamento geométrico de precisão, ou de alta precisão¹, que permite monitorar recalques na crista da barragem e também nas galerias de inspeção (internas) da estrutura.

O principal diferencial dos métodos geodésicos é que os mesmos permitem determinar deslocamentos absolutos de pontos na estruturas, enquanto os métodos da engenharia civil permitem determinar valores relativos (CHRZANOWSKI, 1992).

Além disso, é possível confrontar os resultados de deslocamentos obtidos com as técnicas de engenharia civil e geodésicas, permitindo confirmar as condições reais da estrutura ou detectar possíveis inconsistências.

Para o desenvolvimento da pesquisa foram realizadas quatro campanhas de observações. Os dados de cada campanha foram processados para determinar vetores, que posteriormente participaram de ajustamento vetorial pelo Método dos Mínimos Quadrados, para cada época de levantamento. O ajustamento forneceu coordenadas dos pontos da rede e a matriz variancia-covariância, para cada época de observação. Estas informações foram combinadas duas a duas para aplicar a Análise Geométrica (AG) e o Teste de Congruência Global (TCG). O método designado por Análise Geométrica, foi proposto durante o desenvolvimento do trabalho, para fornecer indicação de possíveis deslocamentos.

¹ Alta precisão neste trabalho refere-se à desvio padrão pequeno (milimétrico ou menor).

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é desenvolver uma metodologia apropriada para detecção de deslocamentos em redes geodésicas utilizando para isso técnicas e métodos constantemente empregados em Geodésia. Esta metodologia estará baseada na tecnologia GNSS (*Global Navigation Satellite System*), com processamento elaborado utilizando programa científico, ajustamento de redes pelo MMQ (Método dos Mínimos Quadrados), e aplicação de análise geométrica e teste estatístico para detecção de deslocamentos. Sendo um objetivo específico aplicar esta metodologia para o Monitoramento Geodésico da Barragem de Itaipu. Na utilização da tecnologia GNSS no levantamento de redes geodésicas que requerem alta precisão são empregadas as observações de fase da onda portadora e o método de posicionamento relativo estático. Com base em dados coletados em quatro campanhas de observação GPS, realizadas em épocas distintas (junho e outubro de 2007, julho/agosto de 2008 e junho de 2009), foram realizados processamentos de dados GNSS e ajustamentos vetoriais de redes pelo MMQ, com o objetivo de determinar coordenadas e as respectivas MVC's (Matrizes Variância e Covariância), de pontos localizados na barragem e próximos à mesma. De posse destas informações será verificado se está ocorrendo deslocamento destes pontos por meio da aplicação de testes estatísticos apropriados. Exemplos de testes estatísticos que podem ser utilizados na detecção de deslocamentos são o Teste de Congruência Global e o Teste Global com Injunção de Parâmetros. Também durante o desenvolvimento deste trabalho foi proposto um método designado Análise Geométrica, para fornecer indicação de possíveis deslocamentos. Desta maneira um objetivo específico é aplicar AG e TCG confrontando os resultados para verificar o desempenho da AG.

Outro objetivo relacionado com este trabalho é continuar desenvolvendo pesquisas relacionadas com o emprego de tecnologia de posicionamento geodésico com satélites artificiais no monitoramento de estruturas, mais especificamente dar continuidade nas pesquisas iniciadas por Ribeiro (2008), que desenvolveu estudos sobre estabilidade da rede de pilares de referência da UHE de Itaipu. Desta forma este trabalho envolve a rede de pilares e pontos objetos no corpo da barragem.

Muitas das linhas de raciocínio traçadas neste trabalho estão embasadas em teorias e estudos de casos aplicados na avaliação de segurança de barragens e monitoramento de estruturas.

Como resultado de todo este trabalho propor uma nova opção de monitoramento de barragens, de forma que seja possível no futuro o cruzamento de informações advindas de outras técnicas, contribuindo para melhorar a análise de questões de segurança de barragens.

1.3 JUSTIFICATIVA

Na atualidade, o monitoramento de barragens construídas em concreto, em terra ou enrocamento é realizado por meios geotécnicos e em algumas barragens por levantamentos topográficos e geodésicos. No caso da UHE de Itaipu, são realizados levantamentos geodésicos utilizando-se da trilateração, para verificar se há deslocamentos horizontais da estrutura da barragem, e nivelamento geométrico, para detectar movimentos verticais (recalque). Porém, existem outros métodos e técnicas que podem ser utilizados para determinar deslocamentos e variações (deformações) das estruturas. Como por exemplo, metodologia geodésica com base em levantamentos utilizando a tecnologia GNSS.

No Brasil foram realizados trabalhos com o intuito de estudar metodologias para determinar deslocamentos em obras de engenharia civil empregando tecnologia GNSS, dentre as quais estão incluídas as barragens das usinas hidrelétricas. Porém, no caso da UHE de Itaipu, esta é a primeira vez que se emprega a tecnologia GNSS como forma de monitoramento de sua barragem.

Não é intenção deste trabalho substituir outros métodos de monitoramento de estruturas, mas sim apresentar uma metodologia geodésica com base em levantamentos utilizando a tecnologia GNSS, que poderá complementar as demais. Desta maneira contribuindo para a segurança de estruturas e obras de engenharia.

As técnicas de monitoramento de estrutura apresentadas neste trabalho poderão ser adaptadas para analisar a estabilidade de redes geodésicas de referência. Esta pesquisa pode ser considerada como um projeto piloto no

desenvolvimento de aplicações que poderão ser agregadas à RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS). Pois quando a RBMC estiver funcionando em tempo real será necessário um acompanhamento da estabilidade da rede de forma dinâmica.

O autor desta pesquisa teve o primeiro contato com o assunto deste trabalho entre 2001 e 2002 quando desenvolveu atividades no âmbito de um projeto de monitoramento da Barragem da UHE de Ilha Solteira/SP (FAZAN et al., 2002, 2003), pertencente a CESP (Companhia Energética de São Paulo). Na época, esse projeto tinha caráter de trabalho de graduação para a formação em Engenharia Cartográfica. O retorno à esta linha de pesquisa se deu por meio de convite dos professores da EPUSP/PTR/LTG (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/Departamento de Engenharia de Transportes/Laboratório de Topografia e Geodésia), para acompanhar e auxiliar no planejamento e execução da campanha de levantamento GPS (*Global Positioning System*) da barragem da UHE de Itaipu em junho de 2007. O levantamento da referida campanha tinha por objetivo subsidiar a pesquisa do mestrado de Ribeiro (2008) e demais estudos de deslocamento da estrutura em questão. Por conseguinte este autor foi novamente convidado a participar da campanha de levantamento em outubro de 2007 e posteriormente a desenvolver o mestrado neste assunto.

A princípio o foco principal era aplicar a tecnologia GNSS na detecção de deslocamentos em barragens. Durante o desenvolvimento deste trabalho novas idéias e características foram sendo incorporadas, o que culminou na abrangência indicada no título.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O texto deste trabalho está organizado em 6 capítulos, sendo que no primeiro capítulo têm-se a introdução com uma descrição geral do assunto que está sendo tratado, os objetivos do trabalho, as justificativas e a organização do mesmo.

Para o embasamento teórico necessário ao desenvolvimento da pesquisa estão apresentados no capítulo 2 os conceitos e questões relacionados com

barragens, como a segurança e monitoramento desta estruturas, bem como conceitos relacionados ao GNSS utilizado como ferramenta para monitoramento. Também no capítulo 2 estão apresentados questões de sistemas de referência envolvidos, redes geodésicas, ajustamento de observações e testes estatísticos aplicados na avaliação dos parâmetros ajustados e verificação da ocorrência de deslocamentos.

O objeto de estudo está descrito no capítulo 3, onde também estão informações relativas aos tipos de sistemas atualmente empregados no monitoramento da UHE de Itaipu.

No capítulo 4 está descrito a proposta e desenvolvimento do trabalho, onde são apresentadas questões relacionadas com o planejamento e execução dos levantamentos realizados, processamento de dados, ajustamentos, transformações, análise de deslocamento e testes estatísticos empregados.

Resultados obtidos no desenvolvimento do projeto e suas análises estão apresentados no capítulo 5.

Por fim são apresentadas, no capítulo 6, as conclusões e recomendações.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo estão apresentados conceitos relevantes ao desenvolvimento desta pesquisa. Serão abordadas questões sobre grandes barragens, sistemas de monitoramento e segurança, GNSS, sistemas e redes de referência, modelos e técnicas para ajustamento de observações, testes estatísticos de avaliação do ajustamento e análise de deslocamentos.

2.1 BARRAGENS

Barragens podem ser construídas para diversas finalidades, contudo cabe descrever os dois tipos mais comuns. O primeiro tipo de barragem diz respeito a uma estrutura construída transversalmente a um rio, com a finalidade de obter a elevação do nível de água e/ou de criar um reservatório de acumulação de água ou regulação das vazões do mesmo. Este tipo de barragem é normalmente construído para aproveitamento hídrico, como captação de água para abastecimento e irrigação, geração de energia, defesa contra cheias, regulação de vazão, navegação, piscicultura, entre outras possibilidades. Algumas barragens deste tipo acabam por prover áreas aproveitadas para lazer e recreação.

O segundo tipo são as barragens de rejeitos que são construídas para reter rejeitos ou materiais estéreis de mineração ou de outros processos industriais. Lozano (2006) indica que este tipo de barragem tem a finalidade de reter os resíduos sólidos e água dos processos de beneficiamento de minério. Seu planejamento se inicia com a procura do local para implantação, etapa na qual se deve considerar todo tipo de variável que direta ou indiretamente influenciam a obra, tais como: características geológicas, hidrológicas, topográficas, geotécnicas, ambientais, sociais, avaliação de riscos, entre outras.

Outros tipos de classificação também podem ser encontrados na literatura, como por exemplo, em relação aos métodos e materiais de construção:

- barragem de concreto (concreto armado e CCR - Concreto Compactado à

Rolo); e

- barragens de aterro:
 - a) barragem de terra (argila compactada); e
 - b) barragem de enrocamento (rochas britadas compactadas).

O interesse neste trabalho é por estruturas classificadas como grandes barragens. Por isso serão apresentadas a seguir as condições para que uma estrutura deste tipo receba esta classificação.

2.1.1 Grandes Barragens

Existem milhares de barragens no mundo, sendo as maiores destinadas ao aproveitamento hidrelétrico. Dentre as maiores barragens do mundo em volume de acumulação de água estão (COSTA; LANÇA, 2001):

- Owen Falls em Uganda com $204,8 \times 10^9 \text{ m}^3$;
- Bratsk na URSS com $169,3 \times 10^9 \text{ m}^3$;
- Kariba no Zimbábue com $160,4 \times 10^9 \text{ m}^3$;
- Sadd-el-ali no Egito com $157,0 \times 10^9 \text{ m}^3$; e
- Akosombo em Gana com $148,0 \times 10^9 \text{ m}^3$.

Contudo a maior barragem em geração de energia é a Itaipu Binacional com potencial instalado de 14 GW (*GigaWatt*), apesar do volume máximo ser de $29,0 \times 10^9 \text{ m}^3$ (<<http://www.itaipu.gov.br>>; acesso em: jan. 2010).

O Brasil é um país com dimensões continentais e abriga a maior rede hidrográfica do planeta, que escoa cerca de 1/5 do volume de água doce do mundo (IBGE, 2004, <<http://www.ibge.gov.br>>, acesso em: nov. 2008). Com esta abundância de recursos hídricos têm-se um imenso potencial hidrelétrico. Por este motivo as maiores e mais importantes barragens brasileiras estão vinculadas a projetos hidrelétricos, não obstante o grande número de barragens para vários outros fins.

Segundo o CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens), comissão nacional do

ICOLD/CIGB (*International Commission Of Large Dams/Commission Internationale des Grands Barrages*), até 2008 existia no Brasil mais de 1.000 grandes barragens, das quais mais de 650 eram destinadas à geração de energia hidrelétrica e cerca de 400 para outras finalidades, inclusive como barragens de rejeitos, controle de enchentes e inundações, para irrigação, destinadas ao abastecimento de água e aproveitadas para navegação (<<http://www.icoldbrasil2009.org>>, acesso em: fev. 2009). O potencial elétrico instalado no país, no mesmo período, estava um pouco acima de 100 GW. Deste total cerca de 77%, resultava de recursos hídricos, ou seja, 77 GW de potência instalada de energia elétrica, eram gerados em hidrelétricas (<<http://www.icoldbrasil2009.org>>, acesso em: fev. 2009).

No final de 2008, cerca de 85 usinas hidrelétricas estavam sendo construídas, com objetivo de produzir aproximadamente 5 GW. Neste mesmo tempo outras 739 usinas, de pequena e grande dimensões, estavam sendo projetadas para gerar um total aproximado de 37 GW (<<http://www.icoldbrasil2009.org>>, acesso em: fev. 2009).

De acordo com a classificação do ICOLD grande barragem é toda aquela que obedece pelo menos um dos seguintes critérios:

- Altura superior a 15 metros, do ponto mais baixo da fundação até a crista;
- Altura entre 10 e 15 metros, do ponto mais baixo da fundação até a crista, e que preencha pelo menos uma das seguintes condições:
 - a) O comprimento da crista tenha no mínimo 500 metros;
 - b) A capacidade total de acumulação do reservatório seja igual ou superior a 1 milhão de metros cúbicos;
 - c) Volume máximo de descarga pelos vertedouros seja superior a 2000 m³/s;
 - d) Fundações com dificuldades e/ou características especiais; e
 - e) Emprego de técnica ou material de construção não convencionais.

Barragens de hidrelétricas tendem a atender estas características, pois necessitam acumular água suficiente para movimentar as turbinas que geram a energia elétrica. Logo, devido às dimensões de uma grande barragem existem preocupações com a segurança, pois tal obra poderá provocar impactos durante e após sua construção.

2.2 SEGURANÇA DE BARRAGENS

A questão de segurança de barragens vem sendo pensada e estudada há muito tempo. Em 1928 foi fundada a Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB), que tem exercido intensa atividade na área de segurança de barragens, formando diversos comitês de trabalho e principalmente editando e publicando recomendações e procedimentos (RIBEIRO, 2008).

Devido, principalmente, às dimensões das grandes barragens existe um elevado grau de risco para as áreas ou regiões influenciadas por estas estruturas, em caso de colapso. Gehring (1987) cita o resultado de um estudo da *U.S. Atomic Energy Commission*, indicando que o risco para população à jusante da represa é relativamente alto.

Também para pequenas e médias Centrais Hidrelétricas, barramentos destinados ao controle de cheias, abastecimento d'água, etc, existe a preocupação com a segurança de tais empreendimentos. Essa preocupação é motivada, em muitos casos, pelas características dos barramentos, que de acordo com a definição do ICOLD/CBDB, são caracterizadas como Grandes Barragens, ou mesmo quando não é atendida esta condição, mas que o potencial de danos (em caso de catástrofes) é considerado elevado, e requer cuidados específicos (CARDIA, 2008).

No exterior, vários países já adequaram sua legislação, referente à segurança de barragens. Como é o caso de Portugal que há mais de dez anos possui legislação específica (recentemente revisada), para dois casos (CARDIA, 2008), a saber:

- Regulamento de Segurança de Barragens; e
- Regulamento de Pequenas Barragens.

No momento do desenvolvimento deste trabalho no estado de São Paulo, estava aprovada e sancionada em 1977, uma Lei Estadual, mas que ainda não possuía regulamentação. No Brasil aguardava-se a aprovação do Projeto de Lei 1181/2003 - Procedimentos Para Segurança de Barragens e Reservatórios.

Além disso, no Brasil são desenvolvidas importantes iniciativas relativas à segurança de barragens, dentre elas existem publicações da Secretaria de Infra-

Estrutura Hídrica do Ministério da Integração Nacional tais como o “A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil” (MENESCAL, 2005), o “Manual de Segurança e Inspeção de Barragens” (Ministério da Integração Nacional, 2002). Este último tem raízes no “Guia Básico de Segurança de Barragens” (CBDB, 2001), publicação da Comissão Regional de Segurança de Barragens do Núcleo Regional de São Paulo, integrante do CBDB.

Em escala nacional o Ministério da Integração Nacional (MIN), juntamente com a Agência Nacional de Águas (ANA), desenvolvem ações para prevenir e minimizar os riscos de acidentes com barragens. Em parceria com estados, municípios e proprietários de barragens são realizados levantamentos com a finalidade de acompanhar de forma permanente e sistemática a situação dessas obras, concluídas ou em andamento. Dados técnicos deste levantamento orientam a adoção de providências para a melhoria da segurança das obras. O trabalho de prevenção desenvolvido pelo Governo Federal está em consonância com o Artigo 21 da Constituição Federal, que estabelece como competência da União o planejamento e a promoção da defesa permanente contra calamidades públicas e, ainda, com base nos Artigos 1º e 2º do Decreto nº 5.376, de 17 de fevereiro de 2005, que dispõe sobre a organização do Sistema Nacional de Defesa Civil.

Os levantamentos de dados técnicos sobre barragens são acompanhados pela Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica (SIH), do MIN, e pelo Núcleo de Gestão da Informação, da ANA, que também realizam o cadastro destes dados. A inclusão de informações pode ser feita por meio de formulário eletrônico de cadastramento disponível na internet no endereço <www.ana.gov.br/cnb>. Têm foco prioritário da SIH, barragens que apresentem pelo menos uma das seguintes características:

- riscos inaceitáveis em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, decorrentes de mau funcionamento da barragem ou de sua ruptura;
- altura do maciço maior ou igual a quinze metros, contada do nível do terreno natural à crista;
- capacidade total do reservatório maior ou igual a cinco milhões de metros cúbicos; e
- reservatório que contenha resíduos tóxicos.

Situações de risco elevado, ocorrência de eventos meteorológicos atípicos e/ou indícios de acidente iminente, devem ser informados imediatamente aos órgãos municipais e estaduais de defesa civil, e para a Secretaria Nacional de Defesa Civil, seguido do envio de informações à ANA por meio do formulário eletrônico. Com tais informações, os órgãos responsáveis terão condições de orientar e priorizar as intervenções preventivas, sempre na busca por melhores condições de segurança para a população (<<http://www.integracao.gov.br>>, acesso em: fev. 2009).

Gehring (1987) sugere que para o entendimento do comportamento e da interação das partes componentes de uma barragem, seja ela do tipo aterro ou concreto, a segurança deve ser abordada não somente nos seus dois aspectos mais importantes, estrutural e operacional, mas também ambiental, observando-se os impactos ao meio ambiente, de uma obra construída pelo homem.

2.2.1 Impactos da construção de barragens

A construção de barragens, principalmente de grandes dimensões, traz aspectos positivos como indicado anteriormente, mas também negativos. Apesar de impactos ambientais causados pela implantação de barragens, muitas medidas podem ser tomadas para minimizar seus efeitos e mesmo solucionar alguns problemas.

Um exemplo de impacto causado pela construção de barragens é o alagamento de grandes áreas, afetando a fauna e flora da região inundada, assim como populações ribeirinhas. Também são perdidas reservas de recursos naturais como argila e outros. Neste caso são tomadas medidas para minimizar tais impactos. Normalmente são transferidas espécies da fauna e flora desta região para locais seguros. O mesmo ocorre com as populações ribeirinhas. No caso de reservas minerais ocorre a extração e transporte para áreas de estocagem. Outro exemplo de impacto causado pela construção de barragens são os sismos induzidos.

Sismos induzidos pela própria estrutura podem chegar a não afetar a mesma, contudo podem impactar áreas próximas. Um exemplo de impacto resultante destes sismos é o aparecimento de rachaduras em paredes de casas

próximas da área de influência do reservatório. Há ainda os impactos sociais e psicológicos na população da região.

No caso de barragens tal fenômeno é conhecido como SIR (Sismos Induzido por Represa/Barragem) ou TIR (Tremor Induzido por Represa/Barragem). Normalmente, os SIR mais comuns atingem magnitude pequena (até 3,9 graus na escala de Richter), mas podem atingir graus moderados e fortes (entre 5 e 7), provocando efeitos macrossísmicos severos, com vítimas humanas e prejuízos materiais, sendo um impacto ambiental e social muito grande (MARZA et al., 1999). Alguns dos principais SIR ocorridos no mundo estão indicados na Tabela 2.1. No Brasil os maiores sismos detectados até 1999 foram os de Porto Colômbia/ MG e Volta Grande/SP no dia 24/02/1974, com magnitude de 4,2, como citado em Marza et al. (1999).

Tabela 2.1 - Alguns dos principais casos de SIR no Mundo (adaptado de Marza et al. (1999)).

Represa	Local	Altura da barragem (m)	Volume (x10⁶ m³)	Ano de Enchimento	Ano do maior SIR	Magnitude (Esc. Richter)
Koyna	Índia	103	2708	1964	1967	6,5
Kremasta	Grécia	165	4750	1965	1966	6,3
XinfengKiang	China	105	10500	1959	1962	6,1
Oroville	Califórnia	236	4295	1968	1975	5,9
Kariba	Rhodesia	128	160368	1959	1963	5,8
Aswan	Egito	111	164000	não informado	1981	5,6

2.2.2 Impactos do rompimento de barragens

A ruptura de um reservatório d'água com seu nível normal de operação pode trazer um número elevado de vítimas e volumosas perdas materiais (GEHRING, 1987).

Caso uma grande barragem sofra um colapso, vários impactos ocorrerão ou poderão ocorrer, tais como a destruição da estrutura (total ou parcial), impactos ambientais (principalmente à jusante), perdas de vidas, entre outros. Somando-se a isto o fato de tal barragem ser uma usina hidroelétrica ocorrerá o interrompimento da

geração e do fornecimento de energia elétrica. Este fato pode causar consequências em regiões muito distantes e em alguns casos fora da área de abrangência do lago e da própria estrutura.

A usina de Itaipu, por exemplo, fornece energia para FURNAS (FURNAS Centrais Elétricas S.A.) que a distribui, principalmente, para várias cidades da região sudoeste (Figura 2.1). Caso essa região fique sem o fornecimento de energia o impacto na economia, devido à paralisação de empresas e indústrias, terá proporções incalculáveis.

Considerando todos estes fatores é preciso desenvolver ações que garantam a segurança de barragens, principalmente às de hidroelétricas, para que não ocorram perdas econômicas e de pessoas, ou na impossibilidade, que as mesmas sejam minimizadas.

Figura 2.1 - Esquema do Sistema FURNAS (<<http://www.furnas.com.br>>, acesso em: nov. de 2008).

As questões colocadas até o momento sobre segurança de barragens dizem respeito à alguns aspectos, preocupações e iniciativas sobre este tema, mas não

abordam totalmente este assunto. Também não parece propício tentar esgotar as possibilidades deste tema neste trabalho. Contudo, serão abordados a seguir aspectos relativos ao monitoramento de estruturas referentes à segurança de barragens, que também estão diretamente ligados ao assunto desta pesquisa.

2.3 MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS

Nas últimas décadas a preocupação e o interesse no monitoramento de estruturas têm aumentado significativamente. Isto pode ser confirmado ao se verificar o crescente número de publicações relacionadas com este assunto. Exemplos podem ser encontrados em Chaves (2001), Perez (2002), Fazan et al. (2003), Larocca (2004), Soares et al. (2004), Bueno (2007), Ribeiro (2008), entre outros.

As estruturas podem ser classificadas como naturais e artificiais. A crosta terrestre, encostas e cavernas são exemplos do primeiro grupo, enquanto pontes, torres, edifícios, barragens e túneis são classificados como estruturas artificiais. As estruturas também podem ser classificadas em relação à percepção do ser humano. Neste caso elas podem ser estáticas ou quase estáticas, sendo o caso de barragens, edifícios, etc; e dinâmicas, como pontes, viadutos e torres muito altas.

Outro fator relevante para se monitorar estruturas artificiais é que as mesmas são projetadas para suportar deformações e vibrações até um determinado limite. Desta maneira, é necessário realizar o monitoramento após sua construção, visando confirmar se os limites de projeto correspondem à realidade e identificar possíveis ocorrências de degradação da estrutura que possam causar o colapso da mesma. Ressalta-se que mesmo não sendo possível salvar a estrutura, a detecção de problemas estruturais permite a intervenção com ações objetivando minimizar as perdas materiais, econômicas e, principalmente, de vidas.

Agregando tudo o que foi exposto nesta seção, verifica-se que o monitoramento de estruturas pode fornecer dados que possibilitam refinar modelos e normas, existentes, para construção e manutenção de obras de engenharia, além da geração de novos modelos para auxiliar na compreensão de problemas ocorridos e

antecipação de ocorrências futuras. Tais fatos impulsionam ramos do conhecimento e ainda hoje são motivos de pesquisa e discussão.

Enquanto o monitoramento de estruturas, consideradas dinâmicas, deve ser contínuo, as estruturas consideradas como estáticas podem ser monitoradas em intervalos de tempo pré-definidos.

O monitoramento contínuo e em tempo real de uma estrutura, seja ela dinâmica ou quase-estática, requer o estabelecimento de uma central de processamento, a qual é responsável por acompanhar as condições de estabilidade da estrutura. Um sistema de monitoramento deste tipo, além de permitir o acompanhamento quase que instantâneo do comportamento dinâmico da estrutura, possibilita o acionamento de alarmes em caso de risco de colapso da mesma, visando resguardar vidas.

2.3.1 Monitoramento dinâmico e contínuo

Segundo Laier (2000) a análise dinâmica de estruturas 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). Com base nestas informações a análise do monitoramento permite acompanhar o comportamento real (não simulado) da estrutura durante sua construção e no decorrer de sua existência, possibilitando a comparação de seu comportamento observado com o estimado por modelos pré-definidos. Outras possibilidades, que este tipo de análise permite, são o diagnóstico do estado real de conservação da estrutura (independente do aspecto externo), a capacidade de prever seu tempo de vida útil e a ajuda na determinação de soluções econômicas de recuperação, de modo a prolongar a durabilidade da obra (LAROCCA, 2004).

A modelagem de sistemas dinâmicos se torna mais complexa devido às interações entre suas propriedades (massa, rigidez e amortecimento), sendo que os modelos desenvolvidos sempre serão uma aproximação da realidade, mas que na maioria dos casos podem fornecer resultados com suficiente precisão.

Em Bueno (2007) e Larocca (2004) podem ser encontradas mais

informações sobre comportamento dinâmico de estruturas.

2.3.2 Monitoramento estático ou discreto

No monitoramento de estruturas, como as barragens, com comportamento quase-estático, podem ser empregados diversos métodos e equipamentos, tais como:

- pêndulos (diretos e invertidos) nas medições de deslocamentos;
- extensômetros para medições de deslocamentos diferenciais;
- distanciômetros na determinação de distâncias ou coordenadas para análise de deslocamentos;
- nivelamento geométrico com níveis de alta precisão na determinação de cotas e verificação de recalques; e
- alinhamento ótico empregando teodolitos e estações totais para verificação de deslocamentos.

A aplicação destes métodos e equipamentos permite registrar valores de grandezas (coordenadas, distâncias, etc) para épocas distintas. A análise destes dados permite detectar possíveis deslocamentos e deformações na estrutura monitorada.

2.3.3 Grandezas Monitoradas

Uma grandeza é definida por um valor medido associado a uma unidade e sua precisão. Na definição de como será realizada a medição de uma grandeza surgem basicamente os seguintes questionamentos:

- o que medir? Sendo a própria grandeza;
- quando medir? Será medido uma vez, ou intervalos definidos, ou ainda de forma contínua; e

- como medir? São as técnicas e equipamentos utilizados.

Neste item serão apresentados conceitos sobre grandezas monitoradas em barragens, e que estão associadas diretamente com esta pesquisa.

2.3.3.1 Deslocamentos

O termo deslocamento pode ser definido como à translação ou rotação de um ponto ou corpo rígido, que podem ser determinados em relação a um referencial fixo (Figura 2.2). Deslocamentos em uma estrutura podem não colapsar a mesma, mas podem impactá-la internamente, ao ponto de deslocar equipamentos ancorados no seu interior, prejudicando ou mesmo impedindo seu funcionamento. Como exemplo pode ser citado uma turbina ou conjunto gerador de uma UHE.

Em Bueno (2007) estão descritas algumas ações que podem causar deslocamentos em estruturas:

- peso próprio;
- variações de temperatura;
- cargas ativas estáticas, tais como empuxos sobre a estrutura;
- cargas ativas, estáticas ou dinâmicas, tais como as decorrentes de maquinário e equipamentos, do trânsito de veículos, do vento, do fluxo e do peso de um corpo d'água;
- reações de apoio (reativas) e outras;
- recalques de apoio; e
- excitação de suporte (sismos).

Figura 2.2 - Exemplo de deslocamento de um objeto entre duas épocas.

Tais ações externas são traduzidas em forças que se propagam pela estrutura podendo causar deslocamentos espaciais (translação – Figura 2.2, e/ou rotação), afetando o equilíbrio de forças internas. No caso de ocorrer deslocamentos de vários pontos da estrutura, dependendo de suas características e das ações impostas, poderá resultar na alteração de forma e ou volume (BUENO, 2007). Dependendo do tipo e comportamento do material estas mudanças poderão ter caráter temporário ou permanente.

2.3.3.2 Deformações

O termo deformação, por sua vez, pode ser definido como a mudança na forma inicial de um corpo sólido, sem sofrer ações de cargas (em estado de repouso), ou relativo à sua forma submetida à tensão ou carga particular. O mesmo pode ser caracterizado por deslocamentos desiguais em pontos distintos na estrutura (Figura 2.3). Contudo, os termos deformação e deslocamento não são sinônimos.

Figura 2.3 - Exemplo de deformação de um objeto entre duas épocas.

2.4 MONITORAMENTO DE BARRAGENS

Segundo Ferreira (1999), monitorar significa “acompanhar e avaliar dados fornecidos por aparelhagem técnica ou controlar, mediante monitoração”. Para os especialistas em barragem o termo técnico auscultação é usado como sinônimo de monitoramento (<<http://www.cbdb.org.br>>, acesso em: fev. 2009). Entretanto parece mais apropriado utilizar a expressão “monitoramento de barragens por meio da auscultação da instrumentação ou simplesmente monitoramento de barragens”, pois desta forma fica estabelecido uma ligação direta com a instrumentação (RIBEIRO, 2008).

Monitorar uma barragem é coletar dados por meio de instrumentação apropriada, ao longo do tempo, seguido de análises e interpretação dos resultados com vistas a detectar alterações nas grandezas de interesse. Esse processo permite acompanhar o comportamento das estruturas da barragem e de suas fundações a médio e longo prazo.

As atividades de coleta e armazenamento dos dados são atribuições de operadores treinados no manuseio de cada equipamento. A análise e interpretação

cabe a engenheiros e outros especialistas em monitoramento, que devem executar essas tarefas logo depois do armazenamento das leituras, possibilitando detectar rapidamente qualquer comportamento anormal.

O processo de monitoramento se inicia nas primeiras fases de projeto da barragem onde estarão contemplados os sistemas e instrumentos destinados a esta finalidade.

Durante a construção da obra o projeto de instrumentação poderá ser adaptado com base nas informações mais detalhadas advindas das inspeções e mapeamento de campo.

A próxima etapa que requer atenção é o enchimento do reservatório, onde ocorre a incidência das principais cargas que a estrutura deverá suportar durante toda sua vida útil. Leitores interessados em maior detalhamento destas etapas encontrarão um material rico sobre estes assuntos em Ribeiro (2008).

Durante a fase de operação da barragem o seu monitoramento está engajado com os planos de alerta e proteção da população próxima e operadores da estrutura. O embasamento nos casos de observação do comportamento real de barragens em diferentes situações e o histórico de acidentes relevantes, de outras obras, deverá ser considerado na etapa prévia do desenvolvimento de programas de segurança.

O monitoramento é fase fundamental na identificação de problemas com a estrutura, que possibilitará a tomada de medidas previstas no PAE (Programa de Ação Emergencial), tais como:

- obras de recuperação da estrutura; ou
- em caso contrário alarme para retirada das populações das áreas de risco.

Na busca de otimizar os resultados do monitoramento e atingir os melhores níveis de segurança, são empregados sempre uma grande variedade de tipos de instrumentação e métodos de avaliação.

2.4.1 Tipos de instrumentação e métodos de monitoramento de barragens

Tratar o assunto sobre instrumentação de barragens pode levar a diversos caminhos. Isto por que cada barragem possui características e necessidades próprias de monitoramento. Justamente por este motivo serão tratados neste trabalho somente alguns dos tipos de instrumentos e métodos de monitoramento de barragens mais utilizados.

Segundo Celeri (1995), as principais razões para o uso de instrumentação em uma barragem são:

- analisar se o projeto da barragem além de seguro é também o mais econômico;
- verificar a conveniência de novas técnicas de construção;
- diagnosticar a natureza específica de algum evento adverso para uma prevenção de ocorrência futura;
- verificar continuamente a performance;
- razões preditivas;
- razões legais; e
- pesquisas (estado da arte).

Os sistemas e equipamentos de monitoramento de uma barragem têm for finalidade monitorar grandezas, sendo as principais (LUZ, 1983):

- Deslocamentos;
- Deformações e tensões;
- Temperatura;
- Níveis piezométricos em fundações;
- Pressões de água; e
- Vazões.

Tais grandezas podem sofrer influências de diversos fatores, sendo os principais indicados por Luz (1983):

- Carga direta: forças exercidas pelos contatos com a barragem de terra ou

enrocamento e pelos níveis d'água a montante e a jusante;

- Subpressões na fundação: devido à percolação ou infiltração de água pela rocha de fundação, durante e após o enchimento do reservatório;
- Pressão intersticial do concreto: pressão exercida pela água que infiltra pelos interstícios do concreto, juntas e falhas de construção durante a concretagem;
- Calor de hidratação do cimento: calor gerado pela hidratação do cimento, ficando armazenado no interior de um bloco, provocando tensão de compressão no concreto, e o posterior resfriamento da estrutura, provocando tensões de tração;
- Sismos:
 - a) naturais - causados pelo deslocamento de placas litosféricas e atividades vulcânicas; e
 - b) induzidos - causados pela criação de um reservatório, que altera as condições estáticas das formações geológicas, do ponto de vista mecânico (peso da massa d'água) e do ponto de vista hidráulico (a infiltração de fluidos pode causar pressões internas nas camadas rochosas profundas). É um fenômeno dinâmico, resultante das novas forças induzidas, e que passam a interferir sobre o regime das forças pré-existentes.

A seguir serão apresentados alguns dos métodos e instrumentações empregados no monitoramento de barragens

2.4.1.1 Inspeção visual

A instrumentação permite avaliar diversos fatores de segurança de uma barragem monitorando grandezas específicas. Contudo seus resultados podem ser complementados e melhor avaliados com o auxílio de informações obtidas de inspeções visuais. Este método de monitoramento é uma ferramenta muito importante para auxiliar na segurança de obras. Existem basicamente três tipos de

inspeções visuais (MATOS, 2002):

- de rotina (informais);
- periódica (formais); e
- especiais (Excepcionais).

As inspeções visuais de rotina são executadas pela mesma equipe que faz a leitura nos instrumentos, durante as campanhas de leituras, pois esta equipe já está interada do comportamento da barragem, podendo fornecer informações relevantes de imediato (LNEC, 1997).

Inspeções visuais periódicas são realizadas em datas específicas, em função da fase da obra e sob supervisão de um técnico especialista.

Por fim, as inspeções visuais especiais ocorrem quando algum evento ou anomalia colocam em risco a segurança da barragem. Neste caso é formada uma equipe com o apoio de técnicos e especialistas da área do problema em questão.

2.4.1.2 Testes de resistência de materiais

A questão de análise de materiais fica por conta dos testes de resistência de materiais. Os materiais possuem diversos tipos de comportamento, mas os três tipos mais comuns são o elástico, o plástico e o viscoso. O comportamento elástico indica a capacidade do material de manter as dimensões originais de um corpo, ao final da aplicação de uma força sobre o mesmo. Este comportamento pode ser linear, quando ocorre variação homogênea das componentes de tensão e deformação, e não linear quando esta variação não é homogênea. No caso do comportamento plástico ocorre a deformação permanente do corpo, mesmo após o final da aplicação da força. Por fim um material tem comportamento viscoso quando o mesmo apresenta, devido ao atrito, resistência interna em fluir sob tensão (BUENO, 2007).

Para os testes de materiais são extraídos corpos de provas da estrutura a ser avaliada (concreto, fundações, testemunhos de solo, etc). Corpos de prova das fundações normalmente são extraídos e testados antes da construção da barragem.

Para o concreto normalmente são extraídos amostras antes da concretagem, por motivos de facilidade. Também é possível conseguir amostras da estrutura já concretada, contudo esta é uma atividade mais dispendiosa do ponto de vista técnico e do custo.

2.4.1.3 Instrumentação da engenharia civil

No monitoramento de deslocamentos horizontais da barragem podem ser empregados diversos instrumentos que são instalados internamente nas estruturas. Basicamente são dois tipos de deslocamentos monitorados: deslocamentos horizontais da crista e deslocamentos cisalhantes das fundações.

Deslocamentos horizontais da crista são influenciados por características do concreto e propriedades do maciço rochoso de fundação. Na medição destes deslocamentos são empregados pêndulos diretos (Figura 2.4) instalados verticalmente entre a crista da barragem e a fundação (RIBEIRO, 2008). Trata-se de instrumentos da engenharia civil constituídos por um fio de prumo de aço inoxidável com diâmetro de 1 mm, fixado na crista da barragem e mantido tensionado por um peso de 30 a 40 kg. Para manter a estabilidade do fio o peso em questão é mantido imerso em um reservatório com óleo. As leituras dos deslocamentos horizontais nos pêndulos são realizadas com o auxílio de coordenômetros óticos ou eletrônicos. Nas leituras são consideradas as direções montante - jusante e margem direita – esquerda. No sistema ótico a leitura dos deslocamentos atinge precisão de 0,5 mm. Os coordenômetros eletrônicos por sua vez permitem leituras com precisão da ordem de 0,05mm (SILVEIRA, 2003).

Outro instrumento da engenharia civil utilizado para medir os deslocamentos horizontais é o prumo ótico (Figura 2.5). Este tipo de equipamento é particularmente utilizado em barragens de concreto em arco, onde a sua própria configuração permite visualização com precisão de um ponto de referência no pé da barragem. As leituras são óticas, realizadas por meio de escalas internas no instrumento, de acordo com as direções radial e tangencial. A única barragem no Brasil que usa esse sistema de medição é a barragem de Funil (RIBEIRO, 2008).

Os deslocamentos cisalhantes (deslocamentos horizontais na base da

barragem) são mais intensos essencialmente no período de enchimento do reservatório, quando começam a atuar o empuxo hidrostático e as subpressões da fundação. A medição desses deslocamentos fornece informações das condições de estabilidade relacionada ao escorregamento e rotação da estrutura, e geralmente são verificados por meio de pêndulos invertidos (Figura 2.6) e por extensômetros múltiplos (Figura 2.7), respectivamente.

Estes instrumentos são instalados quando existem sondagens de grande diâmetro ou poços de prospecção. A medição de deslocamento angular é realizada por dois extensômetros que são instalados um a montante e outro a jusante. Além da medição de deslocamento angular horizontal, este instrumento fornece informações de deformações e recalques em diferentes camadas da fundação.

Figura 2.4 - Esquema de instalação de um pêndulo direto em barragem de concreto, um coordenômetro óptico e seus componentes (adaptado de Silveira (2003) e Matos (2002)).

Figura 2.5 - Prumo ótico instalado na barragem de Funil (RIBEIRO, 2008).

Figura 2.6 - Esquema de instalação de um pêndulo invertido na fundação de uma barragem do tipo gravidade (SILVEIRA, 2003).

Figura 2.7 - Esquema de um extensômetro múltiplo de haste (MATOS, 2002).

Existem diversos outros equipamentos que podem ser instalados no interior de barragens e mais uma quantidade considerável de métodos de monitoramento. Para os interessados em maiores detalhes deste assunto aconselha-se ao leitor consultar Matos (2002), Silveira (2003) e Ribeiro (2008). A seguir serão descritos alguns dos métodos geodésicos empregados no monitoramento de barragens

2.4.1.4 Métodos geodésicos convencionais

Inicialmente no monitoramento de deslocamentos horizontais em barragens por métodos geodésicos era aplicada a triangulação para determinação de coordenadas de pontos nas estruturas. Posteriormente, com o surgimento dos distanciômetros eletrônicos foi aplicada a técnica de trilateração para o cálculo de

coordenadas, além de permitir a análise das distâncias observadas em épocas distintas.

Outra técnica geodésica empregada no monitoramento de barragens é o nivelamento geométrico de precisão, ou de alta precisão, que permite monitorar recalques na crista da barragem e também nas galerias de inspeção, internas da estrutura.

O principal diferencial dos métodos geodésicos é que os mesmos permitem determinar deslocamentos absolutos de pontos na estruturas, enquanto os métodos da engenharia civil permitem determinar valores relativos (CHRZANOWSKI, 1992).

Esta característica é particularmente importante, pois, de acordo com Veiga et al. (2006), se for instalado um extensômetro na junção de dois blocos (Figura 2.8), será possível determinar a ocorrência de deslocamento relativo entre eles, porém não é possível determinar individualmente qual deles se deslocou. Em contra partida se forem realizadas medições geodésicas, para determinar coordenadas de pontos localizados em cada um dos blocos em relação a um referencial fixo e estável, neste caso será possível analisar qual bloco se deslocou.

Além disso, é possível confrontar os resultados de deslocamentos obtidos com as técnicas geodésicas e de engenharia civil, permitindo confirmar as condições reais da estrutura ou detectar possíveis inconsistências.

Figura 2.8 - Deslocamentos Relativos e Absolutos (VEIGA et al., 2006 apud RIBEIRO, 2008).

2.4.1.4.1 Triangulação e trilateração

A triangulação é um método geodésico clássico de determinação de coordenadas de pontos de interesse. Neste método são observados os ângulos internos de figuras geométricas que compõem uma rede de triângulos.

O método geodésico de trilateração, dito clássico, também compreende a determinação de coordenadas por solução de triângulos como na triangulação, porém, neste caso as medidas fundamentais são os lados das figuras geométricas (distâncias entre os vértices).

Também é possível combinar as observações de distâncias e ângulos para determinação de coordenadas. Este fato traz vantagens, pois aumenta o número de observações disponíveis o que facilita a detecção de possíveis erros de

observações. Um exemplo da combinação destes dois métodos é apresentado na Figura 2.9, que mostra a rede utilizada no monitoramento da barragem em arco de dupla curvatura Gigerwald, na Suíça. Na medição dos ângulos já foram usados equipamentos, como por exemplo, o teodolito Kern DKM3, e as distâncias foram medidas por meio de um Mecômetro Kern ME3000, como ilustra a Figura 2.10.

Figura 2.9 - Esquema da Rede de Triangulação e Trilateração da barragem Gigerwald, na Suíça (RÜEGER, 2006).

Figura 2.10 - Teodolito DKM3 e Mecômetro ME3000 (RIBEIRO, 2008).

2.4.1.4.2 Nivelamento Geométrico

O nivelamento geométrico é um método de levantamento geodésico no qual a medição fundamental é a diferença de nível (desnível), determinada por visadas horizontais entre pontos próximos ocupados por um par de miras.

A Figura 2.11 ilustra uma seção de nivelamento com quatro lances de nivelamento.

Figura 2.11 - Exemplo de uma seção de nivelamento (adaptado de IBGE (1984)).

Ao se falar em nivelamento, faz-se necessário um breve apanhado sobre

algumas definições básicas, tais como:

- Lance de nivelamento: é a medida direta do desnível entre duas miras verticais, obtido pela diferença entre as leituras das miras à ré e à vante;
- Seção de nivelamento: é a medida do desnível obtida pela soma algébrica dos desníveis dos lances, podendo ser composta por um ou mais lances;
- Linha de nivelamento: é o conjunto das seções compreendidas entre duas referências de nível, sendo composta por uma ou mais seções;
- Circuito de nivelamento: é um polígono fechado constituído de várias linhas justapostas; e
- Rede de nivelamento: é uma malha formada por vários circuitos.

Os instrumentos básicos utilizados no nivelamento geométrico são um nível e um par de miras graduadas e posicionadas verticalmente. O nível consiste basicamente de um telescópio de pontaria capaz de girar em torno de um eixo vertical. As miras por sua vez são construídas com materiais com baixo coeficiente de dilatação como o ínvar.

Para minimizar erros sistemáticos relacionados às condições atmosféricas (refração) e aos efeitos da curvatura da Terra, o instrumento deve estar eqüidistante de no máximo 30m dos pontos de vante e ré.

A aplicação deste método no monitoramento de deslocamentos verticais da barragem é desenvolvida partindo de um marco de referência estável (*bench mark*) situado fora do corpo da barragem e realizando lances de nivelamento passando pelos marcos ou pinos materializados no corpo da barragem. O final da linha de nivelamento será em um marco de referência de nível com as mesmas características do marco de partida.

Ao final das medições procedesse aos cálculos das altitudes para cada ponto monitorado e se compara com cotas determinadas em outras épocas.

2.4.1.5 Métodos geodésicos por satélites artificiais

Com o advento da era espacial, na década de 1960 a geodésia passou a contar com tecnologia de satélites para posicionamento. Naquela época o posicionamento por satélite oferecia precisão em torno de 100 metros. Contudo, esta tecnologia evoluiu e atualmente existem sistemas de posicionamento por satélite que proporcionam precisão de poucos milímetros no posicionamento tridimensional.

O sistema mais famoso em funcionamento na atualidade é o GPS. Mas também existem o GLONASS (*GLObal NAVigation Satellite System*) em fase de reestruturação e o GALILEO (Sistema de Posicionamento Global Europeu), em implantação.

A disponibilidade destas tecnologias trouxe novas perspectivas para os levantamentos de precisão e diversas possibilidades de aplicação. Dentre as aplicações possíveis está a instalação de redes de referência especiais para obras de engenharia e o monitoramento de deslocamentos de estruturas.

Uma das vantagens da tecnologia de posicionamento por satélites é a possibilidade de estabelecer a conexão dos pontos instalados na estrutura da barragem com os pontos de referência, sem a necessidade de intervisibilidade ou de pontos intermediários. Outra vantagem é a possibilidade de integrar as observações ou resultados destes sistemas com os métodos clássicos de levantamento geodésico.

Vale lembrar que somente o GPS permaneceu em pleno funcionamento desde a época de sua declaração de estado operacional até os dias de hoje. Principalmente por este motivo a maioria das aplicações e pesquisas na área de monitoramento de estruturas utiliza este sistema.

Muitos trabalhos e pesquisa já foram desenvolvidos com a finalidade de comprovar o potencial do GPS para monitoramento de estruturas. Hudnut e Behr (1998) descrevem um estudo realizado na barragem em arco Pacoima, de 113m de altura, localizada na Califórnia, Estados Unidos. Foram utilizados 3 receptores GPS operando continuamente para monitorar os deslocamentos da barragem por dois anos, praticamente em tempo real. Dois receptores foram instalados no corpo da barragem, sendo um no bloco próximo à ombreira esquerda e outro próximo ao centro do arco da barragem. O terceiro receptor definido como estação de

referência, foi colocado em um pilar estável construído sobre rocha, distante aproximadamente 2,5 km da barragem. Os dados processados de setembro de 1995 até novembro de 1997 foram analisados diariamente para serem comparados com modelos de deslocamentos da barragem gerados pelo MEF (Método dos Elementos Finitos). Os resultados alcançados mostraram a possibilidade do uso do GPS no monitoramento estrutural da barragem, além de motivar a melhoria das técnicas para obter respostas em tempo-real.

Kulkarni et al. (2004) publicaram o projeto de implantação da rede GPS Koyna que tinha o objetivo de estudar os distúrbios sísmicos na região e monitorar o comportamento das estruturas da barragem de concreto Koyna (800m de comprimento e 85m de altura) na Índia. A rede foi composta por 34 estações, definidas na crista da barragem e nas proximidades. A análise de dois períodos de dados (dezembro/2002 a maio/2003 e dezembro/2003 a abril/2004), mostrou que o GPS é uma ferramenta bastante precisa e confiável para a compreensão dos deslocamentos da barragem que foram devidos principalmente ao nível do reservatório e não aos tremores na área.

No Brasil Chaves et al. (2005) analisaram o comportamento da barragem de concreto e terra da UHE Três Irmãos, localizada no estado de São Paulo, por meio da determinação dos deslocamentos horizontais usando a tecnologia GPS. Foram realizadas duas campanhas de observações GPS, uma em setembro de 2003 e outra em maio de 2005. Três receptores foram instalados em pontos no corpo da barragem e um quarto fora da estrutura. Com base nas coordenadas das duas épocas foi aplicado o Teste de Congruência Global para verificar a estabilidade dos pontos monitorados. Os resultados alcançados indicam que a tecnologia GPS demonstrou desempenho semelhante ao do pêndulo direto.

Teixeira e Ferreira (2006) analisaram o desempenho do GPS na detecção de deslocamento vertical da crosta próximo a região de grandes barragens. A região escolhida foi a da UHE de Salto Caxias, localizada no estado do Paraná, que possui a maior barragem de CCR da América do Sul, com 67m de altura e 1083m de comprimento. Foram realizadas duas campanhas GPS, a primeira em 1998 antes do enchimento, e a segunda em 2002, nas quais 35 pontos em torno da região foram monitorados. A conclusão final foi que a técnica de posicionamento GPS utilizada constitui uma valiosa e promissora ferramenta no monitoramento de movimentos da crosta.

Uma importante aplicação do GPS no monitoramento de barragens é descrita por Rutledge et al. (2006). Naquele projeto foram utilizados dois receptores como estações de referência e 6 receptores instalados na crista da barragem Libby, localizada no estado de Montana/EUA. Quatro receptores estavam localizados em blocos instrumentados por pêndulos diretos. A coleta e processamento dos dados eram realizados em tempo real. Após análise de resultados do período de 2002 a 2005 foi comprovado um alto nível de concordância entre os resultados do GPS e dos pêndulos (Figura 2.12). Isso qualificou a tecnologia GPS como adequada para o monitoramento do comportamento da barragem e suas implicações de segurança.

Figura 2.12 - Comparação entre soluções utilizando GPS e pendulo direto (RUTLEDGE et al., 2006).

Atualmente o GPS e demais sistemas de posicionamento por satélite com abrangência global são designados como GNSS. No item seguinte estarão abordados conceitos sobre estes sistemas.

2.5 DESCRIÇÃO GERAL DO GNSS

O termo GNSS foi proposto durante a 10ª Conferência de Navegação Aérea em 1991, momento em que a Associação Internacional de Aviação Civil (*International Civil Aviation Organization* - ICAO) reconheceu que a fonte primária de navegação aérea para o século XXI seria o GNSS (MONICO, 2008; SEEBER, 2003). Desde então, sistemas de posicionamento por satélite como o GPS (norte americano), GLONASS (russo), o Galileo (europeu) em desenvolvimento, e o sistema Beidou/Compass (Sistema de posicionamento regional da China), que futuramente deverá ter abrangência global, passaram a ser chamados de GNSS.

Apesar da abrangência, o conceito de GNSS não diz respeito somente à capacidade de fornecer posicionamento a nível global, baseado em satélites artificiais. Mas também necessita fornecer importantes recursos e características tais como acurácia, integridade, disponibilidade e continuidade do serviço. Estas características são tomadas como parâmetros estatísticos de qualidade e normalmente são definidas de modo correlacionado (HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007). No documento da European Commission (2003) é apresentado um esquema inter-relacionando estes parâmetros (Figura 2.13).

Figura 2.13 - Hierarquia dos parâmetros de qualidade (adaptado de European Commission (2003)).

Acurácia neste caso diz respeito à capacidade do sistema fornecer posicionamento com um nível de qualidade que atenda necessidades específicas de

navegação e posicionamento. Especificamente neste caso acurácia não somente indica exatidão dos resultados, mas também repetitibilidade e precisão. A integridade representa a capacidade de o sistema detectar problemas, emitir avisos e quando possível tratar o mesmo em tempo real. A questão da disponibilidade indica que o sistema será funcional no mínimo um percentual do tempo em que estiver em funcionamento, por exemplo 99% do tempo. Por sua vez a continuidade do serviço indica que o mesmo será oferecido de forma contínua, sem interrupções não agendadas e por muitos anos (oferta do serviço no futuro).

Também existem os parâmetros de serviço como capacidade, risco, segurança e cobertura. Ao leitor interessado em detalhamento de tais parâmetros recomenda-se consultar Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007).

Os sistemas atualmente em funcionamento, GPS e GLONASS, foram concebidos primariamente para uso militar, não garantindo as capacidades supra citadas. Contudo, no sentido de estabelecer o conceito do GNSS, importantes iniciativas têm sido definidas e estão sendo implantadas. Neste sentido tem-se primeiramente 2 fases a serem cumpridas (SEEBER, 2003; HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; COLLINS, 2001):

- GNSS1: é baseado no GPS e/ou GLONASS como cerne (espinha dorsal), com aumento (complementação, ampliação, etc) de sua capacidade, por meio do emprego de componentes civis tais como o WAAS (*Wide Area Augmentation System*) e o EGNOS (*European Geostationary Navigation Overlay Service*); e
- GNSS2: será a segunda geração de sistemas de navegação por satélites, que atenderão todos os requerimentos acima citados, fase representada pelos satélites GPS IIF² (MONICO, 2008; HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007) e o próprio Galileo.

Apesar de estes sistemas terem ou terão atuação global (no caso do *Beidou-Compass*), em janeiro de 2010, o único sistema que poderia realmente ser chamado de GNSS, por que atenderia estas características seria o Galileo. Porém, o mesmo encontrava-se em fase de implantação, com perspectiva de que esteja totalmente

² F refere-se a *Follow-on* - continuação.

operacional em 2012 (<<http://ec.europa.eu>>, acesso em: jan. 2010).

Por sua vez, para o GPS encontrava-se em fase de implementação o seu plano de modernização e futuramente atenderia os requisitos necessários para alcançar a designação plena de GNSS.

No desenvolvimento desta pesquisa foi utilizado essencialmente o GPS, pois na atualidade é o sistema 100% operacional. Contudo, adotar o termo GNSS neste trabalho parece propício, pois este será em um futuro próximo a realidade no posicionamento por satélites artificiais. Além do que a metodologia apresentada aqui poderá ser empregada de forma integral ou com adaptações para qualquer GNSS individual ou por um GNSS resultante da integração de vários sistemas.

Da mesma forma os conceitos sobre GNSS apresentados a seguir representam de forma genérica os sistemas citados anteriormente e sempre que for possível e necessário serão destacadas diferenças entre eles.

2.5.1 Vantagens da tecnologia GNSS para posicionamento

Uma das principais vantagens de se utilizar tecnologia GNSS para posicionamento é o fato de não ser necessário a intervisibilidade entre as estações da rede de referência e os pontos que terão suas coordenadas determinadas. A intervisibilidade entre estações era um requisito fundamental nos métodos de triangulação e trilateração. Logo a escolha dos locais onde instalar as estações de referência e os pontos dependiam deste critério. Com a aplicação da tecnologia GNSS a obediência deste requisito não se faz necessária, e a definição dos locais dos pontos que comporão uma rede se torna mais fácil, podendo considerar questões como, por exemplo, a facilidade de acesso.

Outra vantagem é a grande quantidade de observações que podem ser realizadas em um curto intervalo de tempo o que facilita o emprego de técnicas de detecção de erros. Isso também eleva a precisão dos resultados, mas em contrapartida fornece soluções muito otimistas. Mesmo assim este otimismo poderá ser contornado com a aplicação de critérios, tais como a execução de várias sessões de observação e diferentes vetores conectando os diversos pontos da rede.

Dentre as vantagens da aplicação do GNSS cabe ressaltar a possibilidade

de se realizar observações em qualquer horário e sob qualquer condições atmosféricas (SEEBER, 2003; MONICO, 2008). Contudo, como poderá ser observado nos resultados e conclusões apresentadas nesta pesquisa, em determinadas circunstâncias, alterações nas condições atmosféricas, como a ocorrência de chuvas, afetam significativamente as observações, devido ao aumento na ocorrência de multicaminho e ruído nos sinais dos satélites, e consequentemente os resultados. Para aplicações em engenharia, principalmente no caso de monitoramento de estruturas, que requerem resultados com alta precisão, alguns cuidados, preocupações e critérios apropriados deverão ser adotados.

2.5.2 Observáveis GNSS

Os satélites transmitem vários tipos de sinais, mas basicamente somente dois tipos de observáveis são utilizados para determinar posição, velocidade e tempo (MONICO, 2008), sendo elas:

- Pseudodistâncias (PD) obtidas dos códigos. No caso do GPS são a PD1 calculada do código CA (*Coarse Acquisition*) e PD2 calculada do código P (*Precise ou Protected*) ou L2C;
- Fase da onda portadora ou diferença da fase da onda portadora. Por exemplo, podem ser das portadoras L1, L2 e L5, para o caso do GPS e/ou G1 e G2, para o GLONASS.

As pseudodistâncias, geralmente, eram usadas para navegação, mas com o desligamento da SA (*Selective Availability* – Disponibilidade Seletiva) e o desenvolvimento e aplicação de técnicas de correção para o posicionamento (DGNSS - *Differential GNSS*), essas observáveis passaram a ser muito utilizadas, principalmente em trabalhos de atualização cartográfica, integração SIG/GPS, visando facilitar a entrada de dados nos SIG's (Sistemas de Informação Geográficas), entre outros. Mais informações sobre integração SIG/GPS podem ser encontradas em Araújo (1999).

Para levantamentos que requeiram alta precisão, se utiliza a fase da onda

portadora (LEICK, 1995), pois a precisão de medida da mesma é de poucos milímetros enquanto a da pseudodistância é da ordem de metros (MONICO, 2008). Entretanto, nas primeiras fases do processamento de dados GNSS é necessário a utilização da pseudodistância para calcular os erros dos relógios e o instante aproximado da transmissão do sinal originado no satélite.

2.5.2.1 Pseudodistância

Essa observável GNSS é o resultado da multiplicação da velocidade da luz pelo tempo de propagação do sinal (τ_r^s), resultante do processo de correlação cruzada. Recebe o nome de pseudodistância devido ao não sincronismo entre os relógios do satélite no instante da geração do sinal e o relógio do receptor, no instante de chegada do sinal.

Apesar dos relógios dos satélites possuírem osciladores de alta precisão, seu sistema de tempo é diferente dos relógios dos receptores, que possuem osciladores de menor precisão (sistema de tempo do satélite (t^s) e sistema de tempo do receptor (t_r)). Pode-se relacionar esses dois sistemas de tempo com o sistema de tempo GPS (t_{GPS}), utilizando-se as seguintes expressões (MONICO, 2008):

$$\begin{aligned} t_{GPS^s} &= t^s - dt^s \\ t_{GPS_r} &= t_r - dt_r \end{aligned} \tag{2.1}$$

onde:

t_{GPS^s} : sistema de tempo GPS do satélite;

t_{GPS_r} : sistema de tempo GPS do receptor;

dt^s : o erro do relógio do satélite em relação ao tempo GPS no instante t^s ; e

dt_r : é o erro do relógio do receptor em relação ao tempo GPS no instante t_r .

Utilizando-se o conjunto de equações (2.1), a equação da pseudodistância (PD_{ir}^s) ficará com a seguinte expressão:

$$PD_{ir}^s = c\tau_r^s + (dt^s - dt_r) + \varepsilon_{PD_{ir}}^s \quad (2.2)$$

onde:

c : velocidade da luz no vácuo;

τ_r^s : tempo de propagação do sinal, contado desde sua geração no satélite até a correlação no receptor;

$\varepsilon_{PD_{ir}}^s$: erro da medida de pseudodistância; e

i : índice que significa que a pseudodistância pode ser a que foi obtida do código C/A, sobre a portadora L1, e ou do código P, sobre as portadoras L1 e L2.

O tempo de propagação τ_r^s multiplicado pela velocidade da luz não representa verdadeiramente a distância geométrica ρ_r^s entre o satélite e a antena do receptor, devido a refração atmosférica (ionosfera (I_{ir}^s) e troposfera (T_{ir}^s)) e aos efeitos de multicaminhamento ($M_{PD_{ir}}^s$). Considerando esses fatores, a equação mais adequada para a pseudodistância é a seguinte:

$$PD_{ir}^s = \rho_r^s + (dt^s - dt_r) + I_{ir}^s + T_{ir}^s + M_{PD_{ir}}^s + \varepsilon_{PD_{ir}}^s \quad (2.3)$$

2.5.2.2 Fase da onda portadora

Esta observável GNSS é muito mais precisa que a pseudodistância, sendo considerada como a observável básica para a maioria das atividades geodésicas (MONICO, 2008). A fase da onda portadora ($\Phi_r^s(t)$) é definida como sendo a diferença entre a fase do sinal do satélite recebido no receptor (Φ^s) e a fase do sinal gerado no receptor (Φ_r), ambos no instante de recepção (t). A equação da fase da onda portadora, em ciclos, pode ser escrita como (MONICO, 2008):

$$\Phi_r^s(t) = \Phi^s(t) - \Phi_r(t) + N_r^s + \varepsilon_{\Phi_r}^s, \quad (2.4)$$

onde:

t : instante de recepção do sinal na estação;

$\Phi^s(t)$: a fase gerada no satélite e recebida na estação no instante de recepção;

$\Phi_r(t)$: a fase gerada no receptor no instante de recepção;

N_r^s : ambigüidade da fase; e

$\varepsilon_{\Phi_r}^s$: erro da fase da onda portadora.

A princípio os receptores realizam a medida da parte fracional da onda portadora e em seguida iniciam a contagem do número de ciclos, o que gera uma medida contínua. Na equação (2.4) o termo N_r^s (ambigüidade) representa o número inteiro de ciclos entre as antenas do receptor e do satélite, na primeira observação. Este valor incógnito é estimado no ajustamento junto com outros parâmetros (MONICO, 2008). A medida da parte fracional da fase da onda portadora tem precisão de até 1/1000 do ciclo e segundo Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007) o erro (bias) na medida de distancia com a fase é de 5 mm.

A fase gerada pelo satélite $\Phi^s(t)$ e recebida pela estação pode ser relacionada com a fase gerada no instante de transmissão t^t , pela expressão:

$$t^t = t - \tau \quad (2.5)$$

O intervalo de tempo de propagação do sinal (τ) é dependente da distância geométrica (ρ) entre o satélite e o receptor, bem como dos efeitos da ionosfera e troposfera.

Desta forma pode-se descrever o tempo de propagação do sinal, como sendo, a função da distância geométrica entre o satélite e o receptor ($\frac{\rho_r^s}{c}$), incluindo os efeitos da ionosfera ($\frac{I_r^s}{c}$), troposfera ($\frac{T_r^s}{c}$) e multicaminho ($\frac{M_{\Phi_r}^s}{c}$). Podendo-se assim, escrever a expressão da fase da onda portadora em função da frequência f ,

como:

$$\Phi_r^s(t) = f \left(\frac{\rho_r^s - I_r^s + T_r^s + M_{\Phi_r}^s}{c} \right) + f(dt_r - dt^s) + (\Phi^s(t_0) - \Phi_r(t_0)) + N_r^s + \varepsilon_{\Phi_r}^s \quad (2.6)$$

onde:

dt_r : erro do relógio do receptor no instante t_r (sistema de tempo do receptor);

dt^s : erro do relógio do satélite no instante t^s (sistema de tempo do satélite); e

t_0 : instante da primeira observação no receptor.

2.5.3 Erros nas observáveis GNSS

As observáveis GNSS, como qualquer observação, estão sujeitas à diversos tipos de erros, podendo ser eles de caráter aleatório, sistemático e grosseiro. Para que os resultados sejam confiáveis, o modelo matemático (funcional e estocástico) a ser empregado deve ter a capacidade de detectar e identificar problemas existentes, e adaptar possíveis soluções. Para isso, há a necessidade de se conhecer os erros e suas fontes que estão envolvidos neste processo. Normalmente, estes erros são agrupados de acordo com suas fontes (Tabela 2.2), sendo elas divididas em satélites, propagação do sinal, receptor/antena e estação (MONICO, 2008).

Os efeitos causados na estação pela pressão atmosférica, marés terrestres e cargas oceânicas, na realidade não são erros, mas sim variações que necessitam ser consideradas em posicionamento de alta precisão. Para os interessados em detalhamentos sobre esses erros e efeitos recomenda-se consultar Monico (2008), Seeber (2003), Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007) e Fonseca Junior (2002).

Alguns dos erros e efeitos que influenciam as observáveis GNSS podem ser tratados (eliminados ou minimizados) com o emprego de modelos desenvolvidos para esta finalidade. Outros por sua vez podem ser eliminados ou minimizados aplicando-se técnicas de diferenciação e combinação linear das observáveis.

Tabela 2.2 - Fontes e efeitos de erros envolvidos no GNSS (MONICO, 2008).

Fontes	Erros
Satélite	Erro da órbita Erro do relógio Relatividade Atraso entre as portadoras no hardware do satélite Centro de fase da antena do satélite Fase <i>wind-up</i> ³
Propagação do Sinal	Refração troposférica Refração ionosférica Perdas de ciclos Multicaminho (sinais refletidos) Rotação da Terra
Receptor/Antena	Erro do relógio Erro entre os canais Centro de fase da antena do receptor Atraso entre as portadoras no hardware do receptor Fase <i>wind-up</i>
Estação	Erro nas coordenadas Multicaminho Mares terrestres Movimento do Polo Carga oceânica Pressão atmosférica

2.5.4 Diferenciação de observáveis

Através de combinações de observáveis entre estações e satélites busca-se eliminar incógnitas presentes no ajustamento das observações, em se tratando de posicionamento relativo. Neste caso, em uma linha de base⁴, assume-se que uma das estações possui coordenadas conhecidas, a partir das quais se determina as coordenadas de uma outra. O posicionamento relativo proporciona a redução dos efeitos de alguns erros sistemáticos presentes nas observações, quando se forma as diferenças entre as observáveis das estações.

³ Erro da fase *wind-up* é provocado pela mudança na orientação da antena do satélite e ou do receptor, causando mudança na fase da onda portadora. Esse erro pode chegar a cerca de meio comprimento de onda (MONICO, 2008).

⁴ Vetor que une uma estação de coordenadas conhecidas e uma estação com coordenadas incógnitas que serão determinadas.

No posicionamento relativo de bases longas (maiores que 20 km) utiliza-se a combinação linear *ionfree* (L_0)⁵, que minimiza os efeitos da ionosfera, em conjunto com outro tipo de combinação linear como por exemplo a *wide lane* (L_Δ) para auxiliar na solução das ambigüidades. Contudo, tais combinações lineares para as observáveis GNSS não serão apresentadas neste texto, pois especificamente neste trabalho nenhuma delas foi utilizada.

Neste trabalho nenhuma linha de base foi superior a 10 km, e para o posicionamento relativo, envolvendo o processamento de linhas de base curtas (menores que 20 km), onde os efeitos da ionosfera são praticamente eliminados na diferenciação de observáveis, o ruído da observável L_0 torna-se elevado. Neste caso é mais apropriado utilizar as observáveis L1 ou L2, ou as duas (MONICO, 2008).

As combinações de observáveis GNSS entre estações e satélites podem ser aplicadas para qualquer observável fundamental (L1, L2, PD1, PD2, etc), sendo denominadas Simples Diferença (SD), Dupla Diferença (DD) e Tripla Diferença (TD).

A seguir serão descritas, sucintamente, a SD e DD, pois foram as combinações utilizadas neste trabalho. Os métodos de posicionamento serão abordados em item posterior.

2.5.4.1 Simples diferença

A simples diferença pode ser formada combinando dois receptores que rastreiam simultaneamente o mesmo satélite. Essa combinação proporciona o cancelando do erro do relógio do satélite, e também minimiza os erros devidos às posições dos satélites e da refração atmosférica (troposfera e ionosfera), para bases curtas, pois neste caso os erros são similares. Também pode-se realizar a SD de uma estação observando dois satélites simultaneamente, neste caso será cancelado o erro do relógio do receptor (MONICO, 2008). Uma ilustração da SD entre dois receptores e um satélite é apresentada na Figura 2.14.

⁵ Em algumas textos também é referida como L_3

Figura 2.14 - Ilustração da SD.

O modelo matemático da simples diferença ilustrada na Figura 2.14, para a fase da onda portadora é apresentado pela equação (2.7):

$$\Delta\phi_{1,2}^1 + v_{SD\phi} = \frac{f}{c} \Delta\rho_{1,2}^1 + f[dt_1 - dt_2] + \phi_{1,2}(t_0) + N_{1,2}^1 \quad (2.7)$$

onde:

$\Delta\phi_{1,2}^1$: Simples diferença entre os receptores R_1 e R_2 e o satélite S^1 ;

$v_{SD\phi}$: erros residuais na simples diferença;

$\Delta\rho_{1,2}^1$: diferença entre as distâncias geométricas entre o satélite S^1 e o receptor R_1 e o satélite S^1 e o receptor R_2 ;

dt_1 : erro do relógio do receptor R_1 ;

dt_2 : erro do relógio do receptor R_2 ;

$\phi_{1,2}(t_0)$: diferença entre medida da fase da onda portadora no receptor R_1 e a medida da fase da onda portadora no receptor R_2 , ambas no instante t_0 ; e

$N_{1,2}^1$: diferença entre a ambigüidade do receptor R_1 ao satélite S^1 e a ambigüidade do receptor R_2 ao satélite S^1 .

As equações para calculo de $\phi_{1,2}(t_0)$ e $N_{1,2}^1$ são expressas por:

$$\phi_{1,2}(t_0) = \phi_1(t_0) - \phi_2(t_0) \quad (2.8)$$

e

$$N_{1,2}^1 = N_1^1 - N_2^1 \quad (2.9)$$

onde:

$\phi_1(t_0)$: medida da fase da onda portadora no receptor R_1 no instante t_0 ;

$\phi_2(t_0)$: medida da fase da onda portadora no receptor R_2 no instante t_0 ;

N_1^1 : ambigüidade do receptor R_1 ao satélite S^1 ; e

N_2^1 : ambigüidade do receptor R_2 ao satélite S^1 .

Os erros não modelados, ou não totalmente eliminados são considerados como de natureza aleatória, fazendo parte do resíduo da observável resultante (MONICO, 2008).

A simples diferença também pode ser realizada com as pseudodistâncias, porém esta observável não será tratada neste trabalho, pois como descrito anteriormente serão apresentados modelos que tratem da fase da onda portadora, que é a observável empregada em levantamentos que requeiram alta precisão.

2.5.4.2 Dupla diferença

A dupla diferença é a observável mais empregada por corresponder ao modelo matemático que fornece a melhor rigidez geométrica para a solução; sendo constituída a partir da diferença entre duas SD, ou seja, entre dois receptores rastreando dois satélites (FIBGE, 1998). A dupla diferença é normalmente preferida nos processamentos de dados GNSS envolvendo a fase da onda portadora e a pseudodistância, porque proporciona melhores resultados e minimiza os erros sistemáticos envolvidos nas observáveis originais, que incidem de forma semelhante em ambas as estações, como os efeitos da refração ionosférica e troposférica, erros das órbitas dos satélites e o cancelamento do erro dos relógios dos receptores e satélites. Apresentando a melhor relação entre ruído desta observável e a eliminação de erros sistemáticos das observáveis originais (MONICO, 2008). A configuração geométrica da dupla diferença é ilustrada na Figura 2.15.

Figura 2.15 - Ilustração da DD.

O modelo matemático da DD ilustrada na Figura 2.15, para a fase da onda portadora é apresentado pela equação (2.10).

$$\Delta\phi_{1,2}^{1,2} = \frac{f}{c}(\Delta\rho_{1,2}^{1,2}) + N_{1,2}^{1,2} + \nu_{\phi DD} \quad (2.10)$$

onde:

$\Delta\rho_{1,2}^{1,2}$: diferença entre a diferença das distâncias geométricas do receptor R_1 aos satélites S^1 e S^2 , e a diferença das distâncias geométricas do receptor R_2 aos satélites S^1 e S^2 ; e

$N_{1,2}^{1,2}$: diferença entre a diferença de ambigüidades do receptor R_1 aos satélites S^1 e S^2 , e a diferença de ambigüidades do receptor R_2 aos satélites S^1 e S^2 .

As equações para calculo de $\Delta\rho_{1,2}^{1,2}$ e $N_{1,2}^{1,2}$ são expressas por:

$$N_{1,2}^{1,2} = N_1^1 - N_2^1 - N_1^2 + N_2^2$$

e

$$\Delta\rho_{1,2}^{1,2} = \rho_1^1 - \rho_2^1 - \rho_1^2 + \rho_2^2$$

(2.11)

onde:

N_1^2 : ambigüidade do receptor R_1 ao satélite S^2 ;

N_2^2 : ambigüidade do receptor R_2 ao satélite S^2 ;

ρ_1^1 : distância geométrica entre o receptor R_1 ao satélite S^1 ;

ρ_2^1 : distância geométrica entre o receptor R_2 ao satélite S^1 ;

ρ_1^2 : distância geométrica entre o receptor R_1 ao satélite S^2 ; e

ρ_2^2 : distância geométrica entre o receptor R_2 ao satélite S^2 .

Cabe destacar que a equação (2.10) é válida para o GPS e o Galileo, que possuem frequências iguais para todos os satélites de cada sistema. Para o caso do GLONASS onde cada satélite tem uma frequência própria esta equação sofre algumas alterações. Para o leitor interessado em conhecer a DD para fase da onda portadora do GLONASS recomenda-se Monico (2008).

Por fim cabe destacar que a partir do momento em que as novas observáveis são produzidas com base em combinações de observáveis originais, elas tornam-se correlacionadas, devendo tal correlação ser considerada no ajustamento (MONICO, 2008).

2.5.5 Métodos de posicionamento com o GNSS

Os métodos de posicionamento com GNSS são basicamente três: o pontual (absoluto), o relativo (diferencial) e o DGNSS. No posicionamento pontual, também denominado de posicionamento por ponto ou absoluto, a determinação da posição do ponto considerado é realizada em relação a um sistema de referência bem definido. Enquanto que no posicionamento relativo ou também denominado diferencial, a determinação da posição do ponto considerado é realizada em relação a um outro ponto, com coordenadas conhecidas, em um sistema de referência bem definido. O DGNSS é um método que foi desenvolvido a princípio para reduzir os efeitos da SA empregada no GPS, e envolve o uso de um receptor estacionário numa estação com coordenadas conhecidas, que envia correções via satélite ou antena de rádio para um ou mais receptores.

Existe ainda o posicionamento por ponto preciso (PPP) que se diferencia do posicionamento por ponto, pois utiliza efemérides, correções dos relógios dos satélites determinados com alta precisão, modelos de ionosfera, etc.

Basicamente os métodos de posicionamento podem ser desenvolvidos de forma pós-processada ou em tempo real. As relações entre os métodos de posicionamento, seus momentos e estados podem ser observadas na Figura 2.16.

Vale lembrar que o DGNSS foi desenvolvido primariamente para ser empregado em tempo real. Mas este fato não impede que o mesmo seja empregado para aplicações onde as coordenadas podem ser determinadas após o levantamento.

Figura 2.16 - Relação entre os métodos de posicionamento, o momento da solução e o estado.

Maiores informações sobre os métodos de posicionamento utilizando GNSS podem ser encontradas em Monico (2008), Teunissen; Kleusberg (1998), Seeber (2003), Sá (1999), entre outros.

A seguir será descrito o posicionamento relativo, pois se trata do método empregado em aplicações geodésicas de alta precisão, e por este motivo o que foi utilizado neste trabalho.

2.5.5.1 Posicionamento relativo

O posicionamento relativo é a técnica mais utilizada em posicionamento geodésico. Neste tipo de posicionamento dois ou mais receptores sobre pontos de

interesse rastreiam simultaneamente ao menos dois satélites comuns e coletam as observáveis GNSS, por um período de tempo. A partir de um receptor posicionado em um ponto de coordenadas conhecidas, é possível obter as coordenadas de pontos de interesse com alto grau de precisão, podendo a precisão atingir valores na casa do milímetro (MONICO, 2008). Em outras palavras este método permite determinar um vetor que liga dois pontos, conhecido como linha de base (Figura 2.17. Tomando a Figura 2.17 como exemplo, considera-se o ponto R_1 (estação de referência) com coordenadas conhecidas representadas pelo vetor X_{R_1} e a linha de base $B_{R_1R_2}$ determinada no posicionamento relativo, com isso as coordenadas incógnitas do ponto R_2 (vetor X_{R_2}) podem ser obtidas por:

$$X_{R_2} = X_{R_1} + B_{R_1R_2} \quad (2.12)$$

Por sua vez a linha de base $B_{R_1R_2}$ pode ser escrita na forma das suas componentes vetoriais da seguinte maneira:

$$B_{R_1R_2} = \begin{bmatrix} X_{R_2} - X_{R_1} \\ Y_{R_2} - Y_{R_1} \\ Z_{R_2} - Z_{R_1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X_{R_1R_2} \\ \Delta Y_{R_1R_2} \\ \Delta Z_{R_1R_2} \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

Figura 2.17 - Conceito básico do posicionamento relativo (adaptado de Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007)).

Existem basicamente três modos de executar um posicionamento relativo:

- Posicionamento relativo estático;
- Posicionamento relativo estático rápido; e
- Posicionamento relativo cinemático.

O posicionamento relativo cinemático por sua vez pode ser conduzido de várias formas e dependendo das técnicas usadas pode ser classificado como:

- Semicinemático;
- Cinemático pós-processado;
- Cinemático em tempo real; e
- Cinemático em redes.

No posicionamento relativo tanto as observações de código quanto as de fase da onda portadora podem ser utilizadas. Contudo, no levantamento de redes geodésicas que requerem alta precisão são empregadas as observações de fase da onda portadora e o método de posicionamento relativo estático.

Isto por que no posicionamento relativo estático rápido a precisão alcançada é de 1 a 5 ppm (parte por milhão), para linhas de base de até 10km e com ocupação de até 20 minutos, o que é indicado para casos onde se requer alta produtividade.

Enquanto a precisão que pode ser alcançada com posicionamento relativo estático é da ordem de 1 a 0,1 ppm, ou melhor (MONICO, 2008), sendo que a ocupação é maior que 20 minutos podendo perdurar por várias horas. Mas para redes geodésicas com linhas maiores que 15 km devem ser empregados receptores de dupla frequência e um tratamento adequado dos erros envolvidos.

Um dos requisitos do método é que um dos pontos, envolvidos, possua coordenadas conhecidas. Até algum tempo atrás usuários do GNSS interessados em realizar posicionamento relativo necessitavam de no mínimo 2 receptores, sendo que um receptor ficaria imobilizado em um ponto tomado como estação de referência. Com o advento das redes de referência ativas, como é o caso da RBMC no Brasil, apenas 1 receptor é necessário para que os usuários de tal serviço possam realizar posicionamento relativo. Neste caso o sistema de referência utilizado na rede será introduzido na solução por meio das coordenadas das estações de referência.

2.5.5.2 Posicionamento relativo estático

Nesta técnica determinam-se as componentes dos vetores definidos pelas estações, na qual a observável normalmente usada é a DD da fase da onda portadora. Entretanto, pode-se utilizar a DD da pseudodistância, ou até mesmo a combinação entre ambas. Em termos de exatidão os melhores resultados são obtidos quando a fase da onda portadora é utilizada como observável fundamental, pois a precisão de medida desta é muito superior que a da pseudodistância.

O período de ocupação das estações é relativamente longo, podendo variar de 20 minutos a várias horas, sendo que, o tempo de ocupação aumenta à medida que aumenta a dimensão da linha de base que será determinada, isso conduz à sessões de coleta com observações superabundantes.

Como estações de referência podem ser utilizados marcos geodésicos com coordenadas conhecidas e determinadas em relação a um sistema de referência apropriado. Mas também podem ser utilizadas estações de uma rede de monitoramento contínuo. No Brasil a principal rede que rastreia continuamente satélites GNSS é a RBMC. A seguir serão discutidas questões sobre sistemas e redes de referência utilizados no posicionamento com GNSS.

2.6 SISTEMAS E REDES DE REFERÊNCIA

A questão do referencial no monitoramento de deslocamentos e deformações pode ser considerada um dos fatores mais importantes deste assunto. Caso os pontos tomados como referência (referencial), não sejam estáveis, a determinação de coordenadas (e por consequência o vetor deslocamento) dos pontos monitorados no corpo da estrutura em estudo, estarão influenciados erroneamente por esta instabilidade, e quaisquer conclusões estarão prejudicadas.

Partindo destes princípios uma rede local de referência, para monitoramento de estruturas deve estar muito bem definida e materializada. A determinação e monitoramento das coordenadas das estações de referência desta rede devem estar

apoiadas em redes regionais externas à área de influência das estruturas. Por sua vez redes regionais devem ser monitoradas para acompanhar a estabilidade dos pontos e evolução temporal de suas coordenadas. O monitoramento de redes regionais normalmente está associado a uma rede mundial que para tanto tem suas coordenadas determinadas em um sistema global.

A determinação de deslocamentos em uma rede local pode ser realizada por métodos convencionais como trilateração e triangulação, ou por métodos modernos com o emprego do GNSS. Contudo, o monitoramento constante de uma rede regional e/ou global é praticamente impraticável sem o emprego de tecnologia GNSS.

Considerando que um GNSS proporciona posicionamento a nível global, o mesmo necessita para tanto de um referencial global de qualidade, e compatível com o nível de precisão que o sistema pode oferecer. Tal referencial deve ser adequadamente definido e devidamente realizado/materializado. Cada centro de pesquisa envolvido com a definição e realização dos referenciais dispõem de soluções específicas. A diversidade de soluções é interessante, pois apresentam características que permitem detectar possíveis erros nas soluções, garantindo a qualidade final. Por fim, faz-se necessário adotar uma solução única que é resultado da combinação destas várias soluções. A nível internacional o responsável por esta atividade é o IERS (*International Earth Rotation and Reference Systems Service*).

No posicionamento por satélites artificiais, os referenciais de interesse são geocêntricos, pois as órbitas desenvolvidas pelos satélites têm como origem o centro de massa da Terra. Logo, em termos de referenciais celeste e terrestre, o interesse é pelo GCRS (*Geocentric Celestial Reference System*) e ITRS (*International Terrestrial Reference System*), respectivamente. Classicamente, a transformação do GCRS para o ITRS é efetuada usando uma seqüência de rotações que levam em consideração a precessão (P), a nutação (N), a rotação e orientação da Terra (S), incluindo o movimento do Polo. Porém, algumas modificações foram introduzidas nos modelos até então utilizados, com a introdução da resolução IAU 2000 (MONICO, 2004).

2.6.1 Sistemas de Referência Celeste e Terrestre

A resolução A4 da IAU (*International Astronomy Union*), de 1991 introduziu o BRS (*Barycentric Reference System*) e o GRS (*Geocentric Reference System*), com origem, respectivamente, no baricentro do sistema solar e no geocentro. As direções dos eixos coordenados estão fixas em relação a objetos distantes no universo de modo a não apresentarem rotação global. Estipulou-se que o plano principal (Equador - origem da declinação) e respectiva origem (ponto vernal - origem da ascensão reta) deveriam estar tão próximos quanto possível do equador médio e do equinócio dinâmico na época J2000. Nesse sistema (MONICO, 2005):

- o eixo X_c , origem da ascensão reta, aponta muito próximo ao equinócio dinâmico às 12hs TDB (*Barycentric Dynamical Time*) em 10 de janeiro de 2000, ou seja, no dia Juliano 2451545,0 que corresponde à época de referência J2000;
- o eixo Z_c aponta na direção do polo de referência convencional, na mesma época; e
- o eixo Y_c completa o sistema de forma que seja dextrógiro.

Esse sistema foi adotado na Assembléia Geral da IAU em 1997, sob a denominação de ICRS (*International Celestial Reference System*) e substituiu o sistema FK5. Com a aprovação das convenções IERS 2000, as siglas BRS e GRS passaram a ser denominadas respectivamente por BCRS (*Barycentric Celestial Reference System*) e GCRS (*Geocentric Celestial Reference System*).

O ICRS é materializado no sistema de coordenadas equatoriais, ascensão reta (α) e declinação (δ) de uma série de fontes de rádio extragaláctico quasares (*Quasi Stellar Radio Source*), determinadas a partir da técnica de VLBI (*Very Long Baseline Interferometry*). Realizações do ICRS, que é o referencial estabelecido pelo IERS, são denominadas de ICRF (*International Celestial Reference Frame*) (MONICO, 2004, 2005).

A vinculação do ICRF com um referencial prático de ser utilizado no posicionamento por satélite se concretiza através do ITRF (*International Terrestrial Reference Frame*).

Uma versão do ITRF é uma realização do ITRS. Este sistema de referência

espacial é fixo à Terra e rotaciona com a mesma, em seu movimento no espaço. Idealmente, tem origem no centro de massa da Terra e orientação equatorial (eixo Z aponta na direção do Polo de referencia convencional). As realizações do ITRS são produzidas pelo IERS (MONICO, 2004, 2005). Esse sistema atende às seguintes definições:

- a) é geocêntrico, e o centro de massa é definido usando a Terra toda, incluindo oceanos e atmosfera;
- b) a escala é consistente com o TCG (Tempo Coordenado Geocêntrico) para um referencial geocêntrico;
- c) sua orientação inicial foi dada por aquela do BIH (*Bureau International de L'Heure*) na época 1984,0;
- d) sua evolução temporal em orientação é assegurada pelo uso da condição de uma rede que não rotaciona com respeito ao movimento tectônico horizontal sobre toda a Terra.

Até a adoção da Resolução IAU 2000, a transformação do Sistema Celeste para o Sistema Terrestre era realizada usando uma seqüência de rotações considerando a precessão (P), a nutação (N), a rotação e orientação da Terra (S), o movimento do polo, intervalo em séculos julianos (T) entre a época de referência J2000 e a época da observação (época de interesse) (MONICO, 2004).

Após a adoção da Resolução IAU 2000, na transformação do Sistema Celeste para o Sistema Terrestre, devem ser utilizados os modelos IAU 2000A, podendo ser também utilizado o IAU 2000B, dependendo da precisão exigida. Enquanto o primeiro proporciona precisão da ordem de 0,2 *mas* (mili arcos de segundos), no segundo esse valor atinge 1 *mas*.

O novo conceito utiliza matrizes de rotação do movimento do Polo ($W(t)$), do movimento do Polo celeste no sistema celeste ($Q(t)$ - precessão e nutação) e do movimento do Polo ($R(t)$). A matriz $R(t)$ é obtida a partir do ângulo de rotação da Terra ($\theta(t)$), sendo medido sobre o equador do CIP (*Celestial Intermediate Pole*), entre o CEO (*Celestial Ephemeris Origin*) e o TEO (*Terrestrial Ephemeris Origin*). As Figuras 2.18 e 2.19 mostram os elementos envolvidos nos referenciais celeste e terrestre e a relação entre o CEO, TEO e ($\theta(t)$) (MONICO, 2005):

Os termos CEO e TEO, de acordo com a resolução B1.8 da IAU 2000, referem-se a origens não sujeitas a rotação no GCRS e ITRS respectivamente.

2.6.2 Sistema de Referência associado ao GPS

No caso do GPS o referencial associado, quando se utilizam as órbitas transmitidas é o WGS84 (*World Geodetic System 1984*). Sua origem é o centro de massa da Terra e o seu eixo X aponta muito próximo ao equinócio dinâmico às 12h TDB (Tempo Dinâmico Baricêntrico) na época 1984,0. O eixo Z aponta para na direção do Polo de referência convencional. Por fim o eixo Y completa um sistema dextrógiro (MONICO, 2008). O elipsóide de revolução utilizado é o WGS84, que é geocêntrico e coincide em nível prático com o GRS80 (*Geodetic Reference System 1980*). A primeira realização do WGS84 utilizou observações Doppler do sistema Transit, atingindo precisões para as estações entre 1 e 2 m. Com o passar do tempo o WGS84 sofreu refinamentos utilizando o próprio GPS. Até o momento 3 realizações para refinamento foram executadas, denominadas de WGS84 (G730), WGS84 (G873), WGS84 (G1150). A letra G indica que o refinamento foi realizado com GPS e os números 730, 873 e 1150 indicam a semana GPS correspondente.

Após o último refinamento o WGS84 (G1150) tornou-se compatível com o ITRF ao nível de 1 cm em relação à origem do elipsóide (MONICO, 2008). Logo, para a maioria das atividades práticas os resultados obtidos utilizando um sistema ou outro serão praticamente os mesmos. Mas, para atividades de pesquisas o mais adequado é utilizar o ITRF, pois este é monitorado e refinado com maior frequência, além de serem empregados outros sistemas além do GPS. Associado a tudo isso o número de estações empregadas na realização do ITRF é muito maior e com melhor distribuição pelo globo.

2.6.3 Redes IERS e IGS

Os dados das várias técnicas de posicionamento (SLR - *Satellite Laser Ranging*, LLR - *Lunar Laser Ranging*, VLBI, GPS, DORIS - *Doppler Orbit determination and Radiopositioning Integrated on Satellite*, PRARE - *Precise RAnge and Range-Rate Equipment* e Astronomia Ótica) empregados nas realizações do

No ano de 2008 o Brasil passou a contribuir, na rede IGS, com mais cinco estações GNSS de monitoramento contínuo. Com isso são no total oito estações GNSS brasileiras (BRAZ, BRFT, CHPI, POVE, RECF, SALU, SAVO e UFPR) que apóiam as soluções e produtos da rede IGS. Todas estas estações brasileiras fazem parte da RBMC.

2.6.4 RBMC

No Brasil o principal elo com os sistemas de referência internacionais é a RBMC. Esta rede começou a ser implanta no final de 1996 pelo IBGE, apoiado por outras instituições e universidades. Primeiramente foram instaladas as estações PARA (atual UFPR) e UEPP. Posteriormente novas estações foram sendo instaladas e no começo de 2007 a rede contava com algo em torno de 25 estações em operação. Desde o início do estabelecimento da rede, o seu funcionamento estava baseado no modo pós-processado, com sessões de coleta de 24 horas. Em operação normal os dados das estações ficam disponíveis para *download* no portal do IBGE na Internet, no dia seguinte à sua coleta.

O projeto da RBMC tem como principal objetivo: implantar uma infraestrutura geodésica de referência para posicionamentos utilizando-se as modernas técnicas apoiadas no GPS. Assim, facilitando o emprego do sistema pelo usuário e, ao mesmo tempo, garantindo a qualidade dos resultados obtidos. Devido ao crescente avanço e popularização do GPS, cada vez mais usuários utilizam esta tecnologia, e as redes ativas (MCARTHUR; STEEVES, 1988) desempenham importante papel em diferentes aplicações.

Com o intuito de aumentar a abrangência e facilitar a utilização da RBMC, pelos usuários, estão em andamento planos e iniciativas para a expansão e modernização de sua estrutura, incluindo novas funcionalidades e serviços.

Na primeira fase do processo de modernização da RBMC a rede está sendo expandida para aproximadamente 100 estações, inclusive com instalação de receptores GNSS modernos. Esta fase já está sendo desenvolvida e atualmente cerca de 70 estações estão instaladas e em funcionamento (Figura 2.22). O aumento do número de estações é resultado de uma cooperação do IBGE com o

INCRA (Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária), que adquiriu os novos receptores. Estes receptores GNSS foram especificados para permitir conexão direta à Internet, podendo suportar transferência de dados em tempo real, com intervalo de 1 segundo, para o Centro de Controle da RBMC, no Rio de Janeiro/RJ.

Figura 2.22 - RBMC, situação em outubro de 2009 (<www.ibge.gov.br>, acesso em: out. 2009).

Além da expansão do número de estações entrou em operação em 6 de Maio de 2009 o serviço RBMC-IP (Figura 2.23). Este disponibiliza dados em tempo real, com intervalo de 1 segundo, de 26 estações, por meio da Internet via protocolo NTRIP (*Networked Transport of RTCM via Internet Protocol*), favorecendo aplicações

em tempo real que se utilizam das técnicas DGNSS e RTK (*Real Time Kinematic*).

Atualmente está em desenvolvimento a etapa do processo de modernização da rede que implementará o cálculo e transmissão de correções WADGPS (*Wide Area Differential GPS*), em tempo real, para usuários no Brasil e áreas vizinhas. Este novo serviço está sendo desenvolvido através da cooperação do IBGE com a Universidade de *New Brunswick* (UNB) e a *Geodetic Survey Division of Natural Resources Canada* (GSD/NRCan), tendo como referência a experiência com o *Real-Time Canada Wide DGPS Service* (CDGPS). Esta cooperação conta com o apoio da Agência Canadense de Desenvolvimento Internacional (CIDA). O objetivo é prover um serviço para os usuários de receptores GPS de simples frequência, com precisão horizontal em torno de 0,5 m ($1-\sigma$) em posicionamentos estáticos e cinemáticos.

O serviço de WADGPS permitirá aos usuários utilizarem o SIRGAS2000 (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas, realização de 2000) em aplicações de navegação e posicionamento de um modo mais rápido e transparente.

Os dados para posicionamento em modo pós-processado continuarão sendo disponibilizados dando suporte aos usuários interessados em obter um nível de precisão centimétrico ou milimétrico.

Diante de tudo que já foi exposto sobre a RBMC é possível perceber que no Brasil esta rede exerce o papel da estrutura geodésica fundamental, apoiando várias aplicações, de diferentes usuários, e provendo uma conexão precisa ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). Este papel cresce em relevância com a adoção oficial, desde fevereiro de 2005, do SIRGAS2000 como o novo sistema geodésico do país. Os dados da RBMC também contribuem com as realizações do ITRF, garantindo a integração do Brasil nas soluções geodésicas globais. Basicamente o SIRGAS2000 é uma densificação ITRF2000 (*International Terrestrial Reference Frame 2000*), sendo materializado e densificado no Brasil por meio das estações da RBMC.

Além de materializar e densificar o SIRGAS o IBGE participa ativamente da manutenção do sistema, sendo um centro de processamento e combinação de soluções da SIRGAS-CON (*SIRGAS Continuously Operating Network*). A distribuição desta rede está disposta na Figura 2.24.

Figura 2.23 - RBMC-IP, situação em outubro de 2009 (<www.ibge.gov.br>, acesso em: out. 2009).

O monitoramento da evolução temporal das coordenadas das estações da rede é realizado sistematicamente com base na determinação de coordenadas, de alta precisão, semanais de todas as estações da RBMC. Com isso são elaborados gráficos do histórico das variações das coordenadas de cada estação (exemplos Figuras 2.25 a 2.28) permitindo avaliar se existe ocorrência de qualquer instabilidade com as estações. Além disso, é avaliada a questão da variação das coordenadas devido à movimentação da crosta (placas litosféricas). As Figuras 2.25 a 2.28 apresentam o comportamento temporal das coordenadas de quatro estações da RBMC, que estão localizadas externamente à região da UHE de Itaipu. Estas

estações foram escolhidas pois considerou-se que as mesmas representam, com boa correlação, a movimentação da porção da placa litosférica onde está cituada a região de UHE de Itaipu. Comparando o comportamento das coordenadas é possível verificar que as velocidades e direções das componentes Norte e Leste são praticamente iguais para as quatro estações. Desta maneira considera-se que esta região movimenta-se uniformemente, logo qualquer variação das coordenadas dos pontos monitorados na Rede Itaipu representarão os deslocamentos dos pontos e não a movimentação da placa litosférica.

Figura 2.24 - Rede SIRGAS-CON (<www.dgfi.badw.de>, acesso em: out. 2009)).

Figura 2.25 - Comportamento temporal das coordenadas da estação POLI
(<ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/>, acesso em: fev. 2010).

Figura 2.26 - Comportamento temporal das coordenadas da estação PPTTE
(<ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/>, acesso em: fev. 2010).

Figura 2.27 - Comportamento temporal das coordenadas da estação SMAR
(<ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/>, acesso em: fev. 2010).

Figura 2.28 - Comportamento temporal das coordenadas da estação UFPR
(<ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/>, acesso em: fev. 2010).

2.6.5 Redes geodésicas locais para monitoramento.

Para métodos de posicionamento de abrangência local um referencial local ou regional bem definido e materializado é suficiente, para a maioria dos casos. Normalmente estes referenciais são materializados por redes locais ou regionais. Todavia, definir uma rede local de monitoramento de estruturas a partir de uma rede associada a um referencial global constantemente monitorado permitirá a verificação periódica da estabilidade das estações tomadas como referência na rede local em questão. Desta forma o monitoramento inicia-se no sistema de referência, passando pelas redes de referência global, regional, local e por fim culminando nos pontos objetos fixos à estrutura local que será objeto de monitoramento. Todo esse processo auxilia para que a qualidade dos resultados de monitoramento da estrutura seja satisfatória.

Considerando tudo isso a utilização de uma rede como a RBMC para monitorar os pontos de referência de uma rede de monitoramento de estrutura trará subsídios para que os resultados finais sejam mais confiáveis.

2.6.5.1 Planejamento e implantação de uma rede de geodésica para monitoramento.

Uma das primeiras etapas do planejamento de projetos de monitoramento é a obtenção de informações referentes à estrutura a ser monitorada. Dentre as informações estão os elementos a serem medidos, os vetores de deslocamentos e suas respectivas tolerâncias, modelos de predição, tipo e comportamento do material, partes críticas da estrutura, entre outras. Alguns dessas informações serão obtidas com o calculista estrutural e os responsáveis pela operação da estrutura.

Informações de monitoramento geradas por outros métodos, como séries históricas ou mesmo valores de deslocamentos determinados em épocas distintas, também podem ser utilizadas como apoio no planejamento.

Contudo, nem sempre todas estas informações estarão disponíveis. Neste

caso há que definir o que se espera obter com o monitoramento e com base nesta expectativa definir os parâmetros que deverão ser seguidos para que se alcance os resultados esperados.

Todas estas informações serão empregadas na fase de planejamento do projeto de monitoramento, para apoiar as seguintes fases:

- identificar e propor os equipamentos mais indicados ao tipo de trabalho a ser realizado e aos objetivos propostos, levando em consideração a precisão nominal, frequência de coleta, capacidade de armazenamento, minimização de multicaminho, entre outros;
- escolha do método de posicionamento, modelos de ionosfera e troposfera, tipo de processamento (pós-processado ou em tempo real), e outros aspectos relacionados ao cálculo de coordenadas;
- escolher ou desenvolver metodologia apropriada a ser aplicada para cada tipo de estrutura e precisão que se deseje alcançar; e
- definir e realizar (implantar) um sistema ou rede de referência adequado ao objetivos do projeto.

No planejamento e implantação de uma rede geodésica para monitoramento pode ser considerada como primeira etapa a escolha dos marcos de referência e pontos que serão monitorados na estrutura. Desta maneira é de fundamental importância ter disponível material cartográfico da região (cartas, fotos aéreas, imagens de satélites, etc), que auxiliarão na escolha aproximada dos locais dos pontos. Ter uma visão global da rede auxilia na escolha de uma configuração onde os vetores que serão medidos futuramente, tenham dimensões parecidas. Atualmente uma ferramenta disponível na internet que facilita esta tarefa é o Google Earth.

Para levantamento com GNSS, no momento da confirmação do local onde será implantado um ponto da rede será necessário considerar os seguintes detalhes (IBGE, 2008a):

- o local deve ser livre de obstruções que possam interferir na captação dos sinais dos satélites ou provocar multicaminho;
- locais próximos a estações de transmissão de microondas, radares, antenas radiorrepetidoras e linhas de transmissão de alta voltagem por

representarem possíveis fontes de interferência para os sinais GNSS;

- o acesso deve ser fácil;
- o solo onde será implantado um marco, ou estrutura onde será cravado um dispositivo de centragem, deve ser firme e estável;
- a segurança e preservação do marco devem ser garantidas; e
- disponibilidade de fornecimento de energia.

Além disso, caso pretenda-se realizar, futuramente, medidas de ângulos e distancias por métodos clássicos (triangulação, trilateração, etc), também será necessário considerar a questão de intervisibilidade entre os pontos. Quaisquer outros métodos que se queira utilizar futuramente deverão ser considerados assim como suas necessidades específicas no momento da escolha e implantação dos pontos.

Quanto à monumentalização dos pontos os mesmo podem ser implantados por chapas com ponto definido ou por dispositivos de centragem forçada fixados em uma estrutura já existente ou em um marco devidamente projetado para isso. Porém, no caso de redes de monitoramento, para evitar o erro de centragem dos equipamentos, adota-se somente dispositivos de centragem forçada.

Um dispositivo de centragem forçada é projetado para facilitar a fixação do equipamento de maneira rápida e segura, garantindo que seja qual for o equipamento utilizado, o mesmo estará ocupando sempre o mesmo ponto. Em IBGE (2008b) são apresentadas algumas alternativas destes dispositivos (Figuras 2.29 a 2.34).

Figura 2.29 - Dispositivo de centragem forçada padrão UFPR⁶ (IBGE, 2008b).

⁶ Universidade Federal do Paraná.

Figura 2.30 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão UFPR (IBGE, 2008b).

Figura 2.31 - Dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).

Figura 2.32 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).

Figura 2.33 - Projeto do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b).

Estes dispositivos, normalmente são fixados em estruturas ou marcos já existentes por meio de resina epóxi que garante a estabilidade da fixação, ou

engastados diretamente nos marcos no momento da construção.

Figura 2.34 - Esquema de instalação do dispositivo de centragem forçada padrão IBGE (IBGE, 2008b)

Os marcos geodésicos por sua vez são projetados e construídos para materializar os pontos garantindo sua estabilidade, além de facilitar a instalação e manuseio dos equipamentos de medições. Nas redes e pontos implantados pelo IBGE, quando existe necessidade de construção de um marco para apoiar atividades de levantamentos GNSS o mesmo segue o padrão apresentado nas Figuras 2.35 a 2.38.

Figura 2.35 - Esquema do pilar de concreto padrão⁷ usado pelo IBGE com dispositivo centragem forçada (IBGE, 2008b).

Figura 2.36 - Vista superior do pilar de concreto padrão usado pelo IBGE (IBGE, 2008b).

⁷ O projeto deste pilar foi desenvolvido na USP.

Figura 2.37 - Vista superior do pilar de concreto padrão usado pelo IBGE, com detalhes da ferragem (IBGE, 2008b).

Figura 2.38 - Pilar de concreto padrão usado pelo IBGE (IBGE, 2008b).

Para necessidades específicas normalmente são projetados marcos com características especiais como os marcos desenvolvidos para a UHE de Itaipu. Existem três modelos de pilares projetados para os tipos específicos de rocha onde os mesmo foram implantados (Figuras 2.39 e 2.40).

2.6.5.2 Planejamento para escolha dos vetores que serão medidos na rede

Vencida a fase de implantação e monumentação de uma rede, a próxima etapa tratará do planejamento de como serão realizadas as medições e com que frequência. Em alguns casos será necessário realizar observações continuamente na rede, enquanto em outros bastará realizar campanhas a cada 6 meses, 1 ano ou outros intervalos. Para um monitoramento contínuo o número de receptores (r) deverá ser igual ao número de pontos da rede (p). Já para redes monitoradas de forma discreta essa condição não necessariamente precisa ser atendida.

No momento do planejamento do levantamento será necessário definir os equipamentos a serem utilizados. Para redes com vetores maiores que 15 km será necessário utilizar receptores GNSS de dupla frequência. Caso os vetores sejam menores é possível utilizar receptores de simples frequência. Atualmente, no mercado existem receptores de simples frequência específicos para monitoramento de estruturas.

Também no planejamento do levantamento da rede deverão ser considerados três critérios:

- Precisão;
- Segurança; e
- Economia.

O critério de precisão aborda questões que avaliam como os erros aleatórios das observações se propagam na rede (acurácia da rede). A segurança da rede descreve sua capacidade de permitir a detecção e eliminação de erros grosseiros, tendo disponíveis observações redundantes (repetitibilidade). Por fim o critério de economia diz respeito aos custos envolvidos nos levantamentos (KUANG, 1996).

Uma rede de alta precisão é, em geral, aquela onde são empregados mais que 2 receptores, combinados de maneira a possibilitar processos de detecção e localização de erros envolvidos no levantamento. Quando é localizado um erro e a rede possui redundância suficiente, tal observação poderá ser eliminada sem a necessidade de retorno a campo para nova observação. Tais considerações envolvem aspectos relacionados com a precisão e a confiabilidade da rede. Para

avaliar a acurácia da rede é necessário utilizar pontos de controle com coordenadas conhecidas, que deverão fazer parte do levantamento.

No levantamento de uma rede busca-se uma boa relação entre os custos e a qualidade final dos resultados. Desta maneira é preciso garantir que a precisão e segurança da rede sejam garantidas de maneira a não elevar os custos. Aos interessados em maiores informações e modelos matemáticos sobre esses critérios recomenda-se consultar Kuang (1996).

Apesar de o custo ser um fator importante no levantamento da maioria das redes geodésicas, quando as mesmas são utilizadas para monitoramento de estruturas os critérios mais importantes são a precisão e segurança. Neste caso é importante um estudo detalhado de como serão escolhidos os vetores que comporão o levantamento, processamento e ajustamento da rede.

O mais interessante seria a possibilidade de se realiza o levantamento da rede como um todo simultaneamente. Isso por que as condições climáticas para uma região pequena seriam praticamente as mesmas, afetando igualmente as observações realizadas em todos os pontos.

Considerando a hipótese da necessidade de realizar o levantamento de todos os pontos da rede simultaneamente, neste caso será necessária a disponibilidade de um número de receptores igual ao número de pontos. Nesta hipótese o levantamento apresenta características, tais como:

- o levantamento é realizado mais rapidamente;
- dependendo do caso será necessário um grande número de receptores e de equipes envolvidos.

O número total de vetores (v_t) que podem fazer parte de uma rede pode ser calculado usando qualquer uma das seguintes equações:

$$v_t = \frac{p!}{2 \times (p - 2)!} \quad (2.14)$$

ou

$$v_t = \sum_{i=1}^{p-1} i \quad (2.15)$$

onde p é o número de pontos da rede.

Contudo, não é possível realizar a observação de todos os vetores em uma mesma sessão de observação⁸. Isto por que é necessário no momento do ajustamento da rede, que a mesma seja formada por vetores independentes. Dispondo de um número de receptores igual ao número de pontos é possível realizar a observação do v_t , de forma independentes com uma quantidade de sessões (n) fornecida pela equação (2.16):

$$n = p - 1 \quad (2.16)$$

Por sua vez o número de vetores independentes (v_i) em uma sessão de observação é dado pela equação (2.17), que tem a mesma forma que a (2.16):

$$v_i = r - 1 \quad (2.17)$$

onde r número de receptores.

Supondo uma rede com 9 pontos o número total de vetores seria 36 sendo necessárias 8 sessões de observações. A Figura 2.41 ilustra esta situação onde os pontos A e I são estações de referência e os demais pontos serão determinados. Este exemplo é meramente ilustrativo, pois o mais adequado é que estejam disponíveis um mínimo de três pontos de referência (sessão 2.8.6). Além disso, cuidados especiais devem ser tomados para que pontos que se movimentam não sejam tomados como referencia (MONICO, 1988).

⁸ Sessão de observação corresponde ao intervalo de tempo, ininterrupto em que os receptores coletam observações simultaneamente.

Figura 2.41 - Exemplo de rede com 9 pontos, com todos os vetores possíveis.

Para casos onde as redes são compostas por muitos pontos, nem sempre é possível ter disponível a mesma quantidade de receptores e equipes. Também não seria muito econômica a medição de todos os vetores.

Desta maneira se faz necessário dividir a rede em sub-redes, que também são conhecidas como figuras de rede. O conceito de figuras de rede é definido aqui como uma parcela ou sub-rede da rede a ser levantada. Sua abordagem é adotada quando o número de receptores envolvidos no levantamento é menor que o número de pontos a ser levantado. Neste caso o fechamento de figuras permite a detecção da maioria dos problemas no levantamento. As linhas de base que fecham um polígono permitem calcular o erro de fechamento que deve estar em torno de 1 a 3 ppm. Tais informações associadas às quantidades advindas do ajustamento no processamento das linhas de base (desvio padrão, fator de variância a posteriori), são essenciais na análise de qualidade dos resultados do processamento.

O tempo para realizar o levantamento de uma rede com muitos pontos será dependente dos seguintes fatores:

- número de receptores e equipes disponíveis;

- quantidade de sessões;
- quantidade de ocupações; e
- quantidade de pontos de ligação entre as figuras.

Para a mesma configuração de pontos da figura anterior e dispondo de 4 receptores para o levantamento, com no mínimo 2 ocupações em cada ponto, poderiam ser definidas 5 figuras (Figura 2.42).

Neste caso o número mínimo de sessões (n) em uma rede formada por p pontos utilizando r receptores, com c pontos comuns (ligação) entre as sessões, pode ser calculado por:

$$n = \frac{p - c}{r - c} \quad (2.18)$$

Considerando a necessidade de cada ponto ser ocupado m vezes, ou seja ter $m-1$ reocupações (caso da Figura 2.42) a equação toma a forma:

$$n = \frac{m \times p}{r} \quad (2.19)$$

Tanto na equação (2.18) quanto na (2.19) caso o resultado seja um número real, o mesmo deverá ser arredondado para o inteiro superior mais próximo.

Reocupação é uma nova instalação de equipamento, na mesma campanha de observação, preferencialmente utilizando outros equipamentos (receptor e antena). Esta prática está associada com o intercambio de equipamentos entre sessões, para que uma estação não seja ocupada sempre pelo mesmo equipamento. Esse procedimento permite eliminar alguns erros sistemáticos e auxilia na detecção de outros, envolvidos com o receptor e antena e possíveis problemas de centragem e medida da altura da antena (MONICO, 2008).

Na escolha das figuras que comporão o levantamento da rede leva-se em consideração a escolha de lados das figuras (vetores) o mais homogêneos (de dimensões semelhantes) possíveis. O ideal é que as linhas adjacentes sejam as mais curtas possíveis para proporcionar acurácia homogênea da rede.

Figura 2.42 - Exemplo de rede com 9 pontos dividida em 5 figuras.

Uma maneira interessante de escolher que vetores medir ou processar seria aplicando uma triangulação. Uma boa alternativa é a Triangulação de Delaunay (Figura 2.43), que é uma configuração otimizada em termos angulares, podendo-se demonstrar a área total ou superfície em formas triangulares antes da interpolação dos vértices (CINTRA, 1988). Esta apresenta como principais características (PIRES, 2008):

- triângulos com aparência mais equânime possível;
- todos triângulos possuem a circunferência que o circunscreve vazia;
- geralmente possui unicidade, exceto em casos degenerados onde 4 ou mais pontos são co-circulares;
- maximiza a soma dos menores ângulos de cada triângulo da malha. Em outros termos, dada uma nuvem de pontos, a triangulação de Delaunay é a que resulta em um conjunto de triângulos o mais próximo possível de triângulos equiláteros (MAGALHÃES; PASSARO; ABE, 2000); e
- a triangulação de Delaunay preserva de maneira ótima a topologia da massa de dados de entrada de maneira geral (FERREIRA; FIGUEREDO,

2006).

Figura 2.43 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por triangulação de Delaunay.

Outras possíveis configurações de vetores seriam por poligonação (Figura 2.44) e irradiação (Figura 2.45). Contudo, como pode ser observado, estes tipos de configurações são geometricamente deficientes em relação à interconectividade dos pontos. Além disso, essas opções de geometria de rede dificultam a detecção de erros sistemáticos nas estações de referência e nas observações em determinado ponto.

No levantamento radial (irradiação) não existe meios de verificar adequadamente a ocorrência de erros grosseiros, trata-se de um tipo de levantamento de reduzida confiabilidade.

Figura 2.44 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por poligonização.

Figura 2.45 - Exemplo de rede com 9 pontos, com vetores escolhidos por irradiação.

2.7 PROPRIEDADES INERENTES ÀS OBSERVAÇÕES

Em um mundo teórico e ideal, ao se repetir uma ou diversas vezes a medida de uma determinada grandeza, os resultados seriam todos iguais. Contudo, no mundo real esta característica não é verdadeira. Ao serem realizadas n observações de uma mesma grandeza, possivelmente os n valores encontrados não serão idênticos, mas os mesmos estarão dispersos em uma certa região, devido à erros (DALMOLIN, 2002). Atualmente, expressa-se o mesmo conceito admitindo que as observações ou seus resíduos estão sujeitas a flutuações probabilísticas ou aleatórias. Além da aleatoriedade das observações também é possível que as mesmas estejam afetadas por tendências e falhas, que podem ser expressas como erros aleatórios, sistemáticos e grosseiros, respectivamente.

Os erros aleatórios refletem a variabilidade nas repetições de uma medida, sendo inevitáveis. Em geral são pequenas diferenças entre as observações e o valor esperado (MONICO, 2008). Normalmente são tratados como variáveis aleatórias e representados por uma distribuição de probabilidade. Em observações geodésicas a distribuição normal é a que melhor representa essas flutuações. Ao final quanto menor a aleatoriedade das observações melhor será a precisão (menor o desvio padrão).

Erros sistemáticos são causados por tendências do observador, problemas de calibração dos equipamentos e condições atmosféricas (ambientais) específicas. Tais erros não podem ser detectados por meio de várias repetições, mas seus efeitos podem ser minimizados ou em alguns casos eliminados com aplicações de modelos específicos. Este tipo de erro não afeta a precisão final, mas prejudica a acurácia.

A principal fonte de erros grosseiros é a falha humana na operação dos instrumentos de medição e na escolha de sistemática e metodologia inadequadas para a realização das observações. Mas, além disso, podem contribuir para ocorrência de tais erros, equipamentos com problemas ou descalibrados e variações bruscas do ambiente onde estão sendo conduzidas as medidas. Este tipo de erro afetará diretamente a precisão e acurácia dos resultados. Normalmente é possível detectar este tipo de erro por meio da realização de várias medidas da mesma

grandeza (repetitibilidade).

Além destas três classes de erros existe uma quarta que é definida como *outlier*. Este tipo de erro se caracteriza por não ser suficientemente grande para ser um erro grosseiro, mas também está um pouco além das flutuações probabilísticas. Tal erro é definido como um resíduo que contradiz a propriedade estatística preconizada (MONICO, 2008). O mesmo pode ser considerado como um resíduo causado pelos erros grosseiros contidos nas medições (KUANG, 1996). Detectar e eliminar tais erros é fundamental para a qualidade final dos resultados, incluindo a precisão dos mesmos.

2.7.1 Precisão e Exatidão (acurácia)

Precisão é o grau de consistência entre as observações, com base no tamanho das discrepâncias entre um conjunto de dados e sua média. O grau de precisão dependerá da estabilidade do ambiente onde estão sendo realizadas as medições, da qualidade do equipamento usado e por fim da perícia e cuidado do observador com os equipamentos e procedimentos observacionais (GHILANI; WOLF, 2006).

Por sua vez a exatidão é a medida da proximidade absoluta dos valores observados com relação ao valor considerado verdadeiro. Existe a possibilidade de o valor verdadeiro de uma grandeza nunca ser determinado, neste caso a exatidão de um conjunto de observações será desconhecida. Contudo, costuma-se após o ajustamento de um conjunto de observações empregadas na obtenção de uma grandeza, considerar seu resultado como sendo o valor verdadeiro. Neste caso será possível realizar futuramente a avaliação de exatidão de um novo conjunto de observações, para esta mesma grandeza.

2.7.2 Desvio padrão, erro padrão e suas probabilidades

A precisão, representada pelo desvio padrão fornece 68,27% de

probabilidade teórica. Isso significa que 68,27% das observações possuem erro padrão, ou seja, as diferenças destas medidas, em módulo, em relação à sua média são menores ou iguais ao desvio padrão (σ ou 1σ).

Esta probabilidade teórica é calculada com base na distribuição normal. Detalhes destes cálculos podem ser encontrados em Ghilani e Wolf (2006).

Nas atividades práticas, contudo, especificam-se limites de probabilidade de erro padrão de até 90% a 95%, para avaliar a aceitação das medidas. Ou seja, 90% a 95% das observações ao serem comparadas com sua média, deverão apresentar diferenças de até 1,645 a 1,96 vezes o valor do desvio padrão, respectivamente, para serem aceitas. Probabilidades acima deste limites, como por exemplo 99,7% ou superiores, que correspondem a erros de $2,968\sigma$ ou maiores, normalmente são utilizadas para detectar e isolar erros grosseiros e *outliers*. Alguns valores de erro padrão, seus respectivos multiplicadores e valores de probabilidades de erro estão dispostos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Multiplicadores para várias probabilidades de erro (GHILANI; WOLF, 2006).

Símbolo	Multiplicador	Probabilidade de erro
E_{50}	$0,6745\sigma$	50%
$E_{68,27}$	1σ	68,27%
E_{90}	$1,645\sigma$	90%
E_{95}	$1,96\sigma$	95%
E_{99}	$2,576\sigma$	99%
$E_{99,7}$	$2,968\sigma$	99,7%
$E_{99,9}$	$3,29\sigma$	99,9%

2.8 AJUSTAMENTO DE OBSERVAÇÕES PELO MMQ

Devido aos erros inerentes às observações torna-se necessário realizar várias medidas para que seja possível determinar uma mesma grandeza, com segurança e qualidade. Isso causa outro problema, pois fornece vários resultados, quando o que se deseja é um resultado único, consistente e com uma indicação de sua qualidade. Para solucionar esta questão há muito tempo o geodesta fez sua

escolha pelo ajustamento de observações pelo MMQ.

O ajustamento é um ramo da matemática aplicada, que visa solução única para problemas onde o número de observações é superabundante e o sistema de equações lineares é inconsistente. Objetiva ainda a estimativa da qualidade da solução individual (desvio padrão) e do ajustamento como um todo (testes estatísticos da qualidade do ajustamento). Consiste em uma expansão do MMQ desenvolvido, independentemente, por Gauss e Legendre (GEMAEL, 1994), e que nas últimas décadas, beneficiou-se do desenvolvimento ocorrido na computação eletrônica, no cálculo matricial e nas técnicas estatísticas.

Na aplicação do MMQ considera-se um sistema de equações lineares não homogêneas, e inconsistente devido aos erros nas observações, do tipo:

$${}_n A_{uu} X_1 = {}_n Lb_1 \quad (2.20)$$

onde:

n : número de observações;

u : número de incógnitas;

A : é uma matriz qualquer;

X : o vetor de incógnitas; e

Lb : o vetor das observações.

Para solucionar o problema de inconsistência do sistema introduzem-se correções ao mesmo por meio do vetor de resíduos V :

$${}_n A_{uu} \hat{X}_1 = {}_n Lb_1 + {}_n V_1 = {}_n La_1 \quad (2.21)$$

Desta forma obtêm-se as observações ajustadas (La) que torna o modelo compatível e fornece um estimador imparcial $\hat{X}$ para X , restando apenas a escolha do vetor V . Esta questão é tratada pelo MMQ que introduz a condição indicada pela expressão (2.22), que preconiza que a soma dos quadrados dos resíduos escolhidos seja mínima.

$$\phi = V^T V = \min \quad (2.22)$$

Como normalmente as observações não apresentam o mesmo grau de confiança é necessário ponderá-las por meio da utilização de pesos. Isto é feito por meio da matriz dos pesos (P) que é obtida pela expressão:

$${}_nP_n = \sigma_0^2 \Sigma Lb_n^{-1} \quad (2.23)$$

Na expressão (2.23) ΣLb^{-1} é a MVC das observações, e sua utilização têm conotação estatística (MONICO, 1988). A variância da unidade de peso *a priori* σ_0^2 , ou variância *a priori*, é um fator de escala adimensional, que futuramente será explorado na análise de qualidade do ajustamento. Cabe lembrar que os estimadores de MQ (Mínimos Quadrados) são não tendenciosos e tal propriedade independe da escolha de P (MONICO, 2008).

Aplicando a matriz P em (2.22) obtêm-se o que se conhece por forma quadrática fundamental:

$$\phi = V^T P V = \min \quad (2.24)$$

A aplicação do ajustamento de observações pelo MMQ, tem por exigência que as observações estejam isentas de influências (erros sistemáticos).

O ajustamento pelo MMQ pode ser empregado para estimar quantidades diretas (distâncias e ângulos) e indiretas (coordenadas). No segundo caso emprega-se o Método Paramétrico ou método dos parâmetros. Este e os demais métodos de ajustamento são apresentados com detalhes em Gemael (1994).

2.8.1 Método Paramétrico

Quando se fala em observações diretas, as nossas incógnitas serão os valores observados ajustados, ou seja:

$$La = Lb + V \quad (2.25)$$

Já, no caso de observações indiretas, procura-se estimar grandezas que se vinculam às observadas. Para distinguí-las das primeiras é usual designá-las de parâmetros, o que explica a denominação, de método paramétrico. A vinculação dos parâmetros e as observações é efetuada por um modelo matemático adequado. O modelo matemático é uma relação funcional entre o espaço das observações e o espaço dos parâmetros (incógnitas) (MONICO, 1988). No caso paramétrico a função:

$$La = F(Xa) \quad (2.26)$$

representa o referido modelo, onde Xa corresponde ao vetor dos parâmetros ajustados com dimensões $ux1$ (${}_uXa_1$), e F é a função que transforma X em L (MONICO, 1988).

Para os casos em que o modelo matemático for linear, normalmente onde as observações são diretas às quantidades incógnitas, como nos casos em que se medem distâncias com o intuito de determinar uma distância, a estimação dos parâmetros incógnitos é obtida por:

$$Xa = (A^T PA)^{-1} (A^T PLb) \quad (2.27)$$

Esta equação é obtida aplicando a (2.21) na (2.24) e minimizando a forma quadrática fundamental.

Contudo, em geodésia normalmente as observações são indiretas, um exemplo é quando se medem distâncias e/ou ângulos para serem determinadas coordenadas. Neste último caso o modelo matemático será não linear, sendo necessário linearizá-lo. A linearização é realizada pela série de Taylor, desconsiderando os termos de ordem superior à primeira. Com isso é necessário utilizar parâmetros aproximados (Xo) que serão corrigidos para se obter os valores dos parâmetros ajustados (Xa), por:

$$Xa = Xo + X \quad (2.28)$$

Sendo X um vetor de correção aos parâmetros aproximados.

Aplicando a (2.25) e (2.28) no modelo matemático (2.26) tem-se:

$$Lb + V = F(X_0 + X) \quad (2.29)$$

Que ao ser linearizado pela fórmula de Taylor assume a forma:

$$V = F(X_0) - Lb + \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_0} X \quad (2.30)$$

Fazendo as seguintes considerações:

$$F(X_0) - Lb = L_0 - Lb = L \quad (2.31)$$

e

$$\left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_0} = A \quad (2.32)$$

Após algumas manipulações chega-se em:

$$V = AX + L \quad (2.33)$$

onde:

${}_nV_1$: vetor dos resíduos das observações

${}_nA_u$: é a matriz de projeção de X em F, matriz das derivadas ou matriz design;

${}_nL_{o_1}$: Vetor das observações calculadas em funções dos parâmetros aproximados;

${}_nL_1$: Vetor constante dado por $(L_0 - Lb)$

A equação (2.33) é o modelo matemático linearizado do método dos parâmetros, que ao ser aplicado em (2.24); minimizando a forma quadrática fundamental e realizando algumas manipulações matemáticas e algébricas chega-se no vetor de correções aos parâmetros aproximados:

$$X = N^{-1}U \quad (2.34)$$

Com $N = A^T P A$ e $U = A^T P L$, tradicionalmente conhecidas como o sistema de equações normais. Os parâmetros aproximados (${}_n X o_1$) podem ser conseguidos por meio de medidas ou cálculos preliminares simplificados, contudo os valores do vetor ${}_n L o_1$ devem ser calculados com todo rigor (MONICO, 1988).

Para a obtenção de medidas de qualidade dos resultados do ajustamento pelo MMQ, uma descrição qualitativa das observações deve fazer parte do modelo. Considerando que a natureza probabilística de variabilidade das medidas é definida por V , assume-se que sua média seja zero, ou seja:

$$E\{V\} = 0 \quad (2.35)$$

onde $E\{\}$ é a esperança matemática.

Por sua vez a medida de variabilidade das observações é dada por sua MVC, representada por:

$$D\{L\} = \Sigma L b \quad (2.36)$$

onde $D\{\}$ é o operador de dispersão.

Com isso o modelo matemático acrescido do modelo estocástico é representado por:

$$E\{L b\} = A X \quad D\{L\} = \Sigma L b \quad (2.37)$$

Após obter a estimativa dos parâmetros e observações ajustadas, estima-se a MVC dos parâmetros ajustados ($\Sigma X a$), a MVC das observações ajustadas ($\Sigma L a$) e a MVC dos resíduos (ΣV), que são obtidas aplicando a lei de propagação das covariâncias:

$$\Sigma X a = \sigma_0^2 N^{-1} \quad (2.38)$$

$$\Sigma L a = \sigma_0^2 A N^{-1} A^T \quad (2.39)$$

$$\Sigma V = \Sigma Lb + \Sigma La \quad (2.40)$$

Estas matrizes (2.38, 2.39 e 2.40) são indispensáveis para a análise estatística do resultado do ajustamento, possibilitando uma descrição qualitativa do mesmo.

O fato do valor de σ_0^2 ser arbitrário, não afeta os parâmetros e observações ajustadas, mas influencia as MVC's. Portanto o mesmo deve ser avaliado após o ajustamento. Uma estimativa imparcial para σ_0^2 pode ser calculada, após o ajustamento por:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T P V}{n - u} \quad (2.41)$$

O termo $\hat{\sigma}_0^2$ é denominado fator de variância *a posteriori*, e normalmente é utilizado na análise global do ajustamento, o qual deverá ser igual a σ_0^2 , e para o caso dos mesmos serem diferentes numericamente será necessário aplicar um teste de hipótese para avaliar sua igualdade estatística. Este assunto será tratado na sessão 2.9.1.2.

2.8.2 Iterações no processo de ajustamento

Devido à omissão dos termos superiores à segunda ordem na linearização por série de Taylor e a adoção de valores iniciais aproximados para os parâmetros, erros são introduzidos no processo do ajustamento (GEMAEL, 1994). Desta maneira torna-se necessário realizar iterações com vistas a sanar tal problema. Para isso após a primeira execução do ajustamento considera-se:

$$X_o = X_a \quad (2.42)$$

Assumindo que X_a é um vetor com valores melhores para X_o , seguindo-se com uma nova execução do ajustamento, onde o vetor L e a matriz A são

novamente calculados, e assim sucessivamente até ocorrer convergência da solução, ou seja $X=0$.

Durante o processo iterativo poderão ser observadas as seguintes características (GEMAEL, 1994):

- os componente de X diminuem aproximando-se de zero; e
- $V^T PV$ e ΣXa tendem a se estabilizar.

Como critério de convergência para término das iterações pode-se adotar:

- quando os valores de X forem iguais a zero; ou
- quando os valores de X forem menores que seus respectivos desvios padrão.

A prática tem demonstrado que normalmente o ajustamento converge entre 1 a 3 iterações. Caso não ocorra convergência ou a mesma seja muito lenta será necessária uma análise dos valores aproximados iniciais, pois os mesmos podem não estar coerentes com o modelo ou mesmo possuírem erros grosseiros.

2.8.3 Ajustamento livre

Quando o sistema de equações normais apresenta deficiência de característica (determinante igual 0) por causa da falta de injunções mínimas (posição, orientação e escala), trata-se do ajustamento livre. Neste caso, todos os parâmetros envolvidos na rede podem sofrer correções e a solução para este problema é alcançada com a aplicação das inversas generalizadas, sendo que um caso particular é a pseudo-inversa, a qual entre todas as inversas possui traço mínimo (MONICO, 1988). Mais informações sobre as inversas generalizadas podem ser encontradas em Monico (1988) e Gemael (1994). Desta forma todos os pontos participam da definição do *datum*⁹ com a aplicação da pseudo-inversa na solução (MONICO, 1988). Todavia, na detecção de deformações o *datum* já deve estar

⁹ Indicação clássica de Sistema de Referência ou ponto de referência.

definido e os pontos que o materializam devem ser introduzidos no ajustamento como injunções. Mesmo assim a aplicação do ajustamento livre permite realizar uma primeira análise da qualidade das observações que compõem a rede. O que será considerado neste trabalho como um pré-ajustamento.

2.8.4 Injunções no método paramétrico

Injunções são informações adicionais sobre os parâmetros envolvidos no ajustamento, que associadas ao modelo (2.37) compõem o modelo ampliado:

$$E\{Lb\} = AX \quad D\{L\} = \Sigma Lb \quad (2.43)$$

$$E\{Lw\} = CX \quad D\{Lw\} = \Sigma Lw$$

onde:

C : matriz de ordem (rxn) dos coeficientes;

Lw : vetor de informações adicionais (aleatórias);

ΣLw : MVC de Lw ; e

r : número de equações adicionais.

Quando a ΣLw está disponível trata-se de injunções relativas, caso contrário serão injunções absolutas.

Com a introdução de injunções no modelo a estimativa dos parâmetros será obtida por:

$$X = (A^T P A + C^T P_l C)^{-1} (A^T P L b + C^T P_l L w) \quad (2.44)$$

Sendo P_l a matriz de pesos obtida pela inversa de ΣLw . Similarmente ao caso do ajustamento tradicional chega-se às MVC's dos parâmetros, das observações e dos resíduos, para o modelo com injunções (2.43).

2.8.5 Ajustamento no processamento de dados GNSS

A atividade que visa determinar coordenadas para os pontos onde foram realizadas as observações GNSS é conhecida como processamento de dados GNSS. O ajustamento na fase de processamento de observações GNSS, normalmente é realizado pelo Método Paramétrico, em lote ou recursivo. Na solução em lote todas as observações são ajustadas simultaneamente, enquanto na forma recursiva as mesmas são inseridas assim que estão disponíveis. Sendo a última forma a mais apropriada para dados GNSS (MONICO, 2008).

As observáveis GNSS fundamentais são a pseudodistância e a fase da onda portadora. Cada uma destas observações gera uma equação de observação que poderá alimentar o modelo (2.37). Nas equações finais da pseudodistância e fase da onda portadora que alimentam o vetor das observações, os efeitos de multicaminho e outros erros são considerados parte dos resíduos da observação. Logo os erros que influenciam estas observações devem ser assumidos como tendo esperança matemática nula. Tal pressuposto praticamente pode ser alcançado realizando diferenças entre as observações (SD, DD e TD). Em outros casos também por meio de combinações entre as observáveis (L_0 , L_{Δ} , etc). Em contrapartida estas operações aumentam o ruído das observáveis resultantes.

Qualquer método de posicionamento GNSS utiliza observáveis diretas (pseudodistância e a fase da onda portadora) ou derivadas (combinações lineares e diferenças) no processamento. Mas cabe expor mais detalhes a respeito do posicionamento relativo estático, método utilizado neste trabalho.

O posicionamento relativo estático usa como observável básica as DD, sejam elas formadas com o uso da fase da onda portadora, da pseudodistância, ou de ambas. Contudo, no caso do posicionamento relativo estático, devido aos longos períodos de observação, somente as DD da fase da onda portadora são utilizadas na solução final (MONICO, 2008). Isto por que a precisão da fase da onda portadora é muito superior à da pseudodistância. Apesar disso a pseudodistância é empregada nas fases de pré-processamento para determinar o erro do relógio do receptor e/ou calcular o instante aproximado da transmissão do sinal saído do satélite.

No posicionamento relativo o σ_0^2 , normalmente é adotado como igual à

variância da medida da fase da onda portadora (MONICO, 2008; DACH et al., 2007; HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007). O referencial é introduzido na solução pelas órbitas dos satélites e pelas coordenadas das estações as quais são consideradas conhecidas na fase do ajustamento.

Quando em uma sessão de observação estão envolvidos mais que dois receptores tem-se múltiplas linhas de base. Em um processo mais rigoroso tal sessão deve ser tratada como uma rede GNSS, e suas observações processadas em conjunto, desta maneira todas as correlações entre os vetores envolvidos são consideradas. Este é o procedimento utilizado no *Bernese GPS Software Version 5.0* (DACH et al., 2007), desenvolvido pelo Instituto Astronômico da Universidade de Berna, Suíça, doravante designado BERNESE.

O BERNESE, por exemplo, utiliza o processamento simultâneo (em lote) sendo que as observáveis fundamentais são as DD's, sejam elas obtidas das observáveis originais (L1, L2, PD1, PD2, etc), ou de suas combinações lineares (L_0 , L_A , etc). Por meio do programa denominado GPSEST, que compõe o BERNESE, o ajustamento é realizado na sua forma seqüencial, ou seja, assume-se que todas as observações estejam disponíveis e não suporta o processamento em tempo real. Desta forma os modelos matemático implementados neste programa são os apresentados na seção 2.8.1.

O programa GPSEST não realiza iterações, mas caso seja necessário, o mesmo é executado novamente assumindo como valores aproximados os parâmetros calculados em sua última execução. Este é o principal programa de estimação do BERNESE. Ele permite estimar vários tipos de parâmetros. Para este trabalho o interesse é a estimativa das coordenadas e suas precisões, de estações GNSS e por consequência das ambigüidades envolvidas.

Nesta fase é necessária a injunção das coordenadas de uma estação conhecida, a qual pode ser empregada por meio dos modelos apresentado na seção 2.8.4. Normalmente utiliza-se injunções absolutas (coordenadas fixas), mas também podem ser utilizadas injunções relativas.

Os melhores resultados no posicionamento relativo são alcançados quando as ambigüidades são determinadas como valores inteiros. Contudo é preferível adotar uma solução com valores reais (*float*) do que uma solução inteira incorreta, pois a mesma introduzirá erros sistemáticos na solução (MONICO, 2008;

HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007).

Efeitos ionosféricos, refração troposférica, multicaminho, outros erros não considerados e um intervalo inadequado de observações podem afetar a solução das ambigüidades. O intervalo de coleta tem a ver com a alteração da geometria dos satélites.

Para o caso do posicionamento relativo estático onde as sessões de coletas são longas, a questão do intervalo e coleta é solucionada, e por conseqüência os demais problemas poderão ser tratados. Isso, por que com uma maior quantidade de observações disponíveis se tornam mais fáceis a identificação e eliminação de erros.

A solução do vetor das ambigüidades envolve basicamente três passos (TEUNISSEM, 2003a; 2003b, apud MONICO, 2008):

- estimar o vetor com soluções reais e sua respectiva MVC;
- identificar o vetor correto ou mais provável com soluções inteiras, a partir do espaço de procura, empregando avaliação da qualidade do mesmo; e
- injuncionar este vetor no ajustamento, para cálculo das coordenadas.

Como neste método de posicionamento o período de coleta é relativamente longo, o vetor das ambigüidades é facilmente solucionado como números inteiros e injuncionado na solução do ajustamento, exceto se ocorrer algum problema inesperado. Tal fato é proporcionado pela alteração na geometria dos satélites, que reduz a correlação entre as componentes da linha de base e as ambigüidades envolvidas, facilitando a solução. Desta forma as ambigüidades estimadas como valores reais deverão ser muito próximas dos valores inteiros, bastando convertê-las para o inteiro mais próximo (MONICO, 2008).

Após a solução das ambigüidades e um certo período de observações a precisão da determinação (coordenadas e ambigüidades) se estabiliza. Com isso observações adicionais fornecem maior confiabilidade na solução.

Um detalhamento mais aprofundado sobre a solução e validação do vetor das ambigüidades não parece oportuno de ser realizado neste texto, pois não é foco deste trabalho. Isto por que existem vários métodos disponíveis para esta finalidade, que oferecem vantagens dependendo das características do levantamento realizado. Para o leitor interessado em maior detalhamento sobre solução de ambigüidades, modelos e métodos utilizados em ajustamento no processamento de dados GNSS

recomenda-se Monico (2008), Hofmann-Wellenhof; Lichtenegger; Wasle (2007) e Dach et al. (2007).

2.8.6 Ajustamento Vetorial de Redes

Devido à necessidade de realizar a detecção de erros nas observações uma determinada grandeza é medida diversas vezes. Na determinação de coordenadas com GNSS, para redes de alta precisão pelo método do posicionamento relativo estático, são realizadas várias sessões de observação em um mesmo ponto a fim de atender ao requisito anterior. Ainda, em uma mesma sessão podem estar presentes vários receptores realizando observações em pontos da rede. Cada sessão de processamento gera solução distinta de coordenadas e MVC para cada ponto envolvido no levantamento, tendo um número redundante de soluções. Sendo assim, após a detecção e eliminação de erros, será necessário obter um valor único para as coordenadas e sua MVC, para cada ponto da rede.

Como apresentado na seção 2.5.5.1, no posicionamento relativo às coordenadas desconhecidas de um ponto são determinadas em relação à um ponto com coordenadas conhecidas (eq. (2.12)). Por meio das DD's as observações envolvidas em uma linha de base são correlacionas e por conseqüências todas as observações envolvidas na rede (HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007). Desta maneira para cada dois pontos determina-se uma linha de base ajustada, sendo que um dos pontos é tomado como referência. Em seguida soma-se as coordenadas da ponto de referência com as componentes da linha e o resultado será as coordenadas da estação a determinar. Com isso as coordenadas obtidas do processamento GNSS podem ser derivadas para vetores e componentes vetoriais pela equação:

$$\begin{aligned}\Delta X_{ij} &= X_j - X_i \\ \Delta B_{ij} = C_j - C_i &= \Delta Y_{ij} = Y_j - Y_i \\ \Delta Z_{ij} &= Z_j - Z_i\end{aligned}\tag{2.45}$$

onde:

C: vetor com as coordenadas $(X, Y, Z)^T$;

ΔX_{ij} , ΔY_{ij} e ΔZ_{ij} : são as componentes vetoriais do vetor ΔB_{ij} ;

X, Y e Z: coordenadas cartesianas das estações e incógnitas das estações a determinar; e

i e j: correspondem as estações i e j envolvidas no vetor.

Todas as componentes, dos vetores determinados no processamento GNSS serão observações no ajustamento vetorial da rede. Como se trata de um número de observações redundantes a equação anterior se torna consistente com a imposição dos resíduos (v):

$$\begin{aligned}\Delta X_{ij} &= X_j - X_i + v_{\Delta X_{ij}} \\ \Delta Y_{ij} &= Y_j - Y_i + v_{\Delta Y_{ij}} \\ \Delta Z_{ij} &= Z_j - Z_i + v_{\Delta Z_{ij}}\end{aligned}\tag{2.46}$$

onde:

$v_{\Delta X_{ij}}$: resíduos da componente ΔX_{ij} ;

$v_{\Delta Y_{ij}}$: resíduos da componente ΔY_{ij} ;

$v_{\Delta Z_{ij}}$: resíduos da componente ΔZ_{ij} ;

Por serem equações de observações lineares não é necessária a sua linearização, mas as mesmas podem ser linearizadas para que se possa atender a critérios de análise de estabilização numérica (HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007). O modelo matemático será alimentado pelas equações de observações (2.46), e o ajustamento da rede será processado pelo MMQ empregando o método paramétrico. A matriz A será composta por valores de 0, 1 e -1. Em uma rede com n vetores estarão disponíveis $nx3$ equações de observação, sendo o vetor Lb formado por:

$$Lb = \begin{bmatrix} \Delta X_{1,2} \\ \Delta Y_{1,2} \\ \Delta Z_{1,2} \\ \vdots \\ \Delta X_{n-1,n} \\ \Delta Y_{n-1,n} \\ \Delta Z_{n-1,n} \end{bmatrix} \quad (2.47)$$

No ajustamento vetorial da rede a MVC das observações (ΣLb_{rede}) será tomada como igual a MVC dos parâmetros ajustados no processamento GNSS (ΣX_{proc}), ou seja, igual a MVC das linhas de base ajustadas. Sendo a matriz P para o ajustamento da rede obtida com base na ΣLb_{rede} .

$$\Sigma Lb_{rede} = \Sigma X_{proc} \quad (2.48)$$

Tratando-se de uma rede tridimensional, apenas com a introdução das observações (ΔX_{ij} , ΔY_{ij} e ΔZ_{ij}), não é possível obter as coordenadas dos pontos envolvidos. Por consequência a matriz das equações normais será singular. Neste caso um número mínimo de 7 parâmetros, correspondentes a uma transformação de singularidade no espaço (3 translações, 3 rotações e 1 fator de escala), serão necessários como injunções.

A fixação das coordenadas conhecidas de 1 ponto impõe a injunção mínima de 7 parâmetros. As 3 translações advêm das coordenadas (X, Y, Z), o fator de escala e as 3 rotações estão impostos pela injunção das coordenadas dos satélites no momento do processamento da linha de base (HOFMANN-WELLENHOF; LICHTENEGGER; WASLE, 2007). Contudo, recomenda-se um mínimo de 3 pontos injuncionados (9 coordenadas), para obter a solução final. Por fim cabe salientar que o referencial será imposto no ajustamento da rede pelas coordenadas das estações injuncionadas.

Após a obtenção das quantidades de interesse (parâmetros ajustados) e seus indicadores de qualidade (MVC), resultantes do ajustamento, torna-se necessário avaliar sua validade. Esta avaliação é realizada por meio de testes estatísticos.

2.9 CONTROLE DE QUALIDADE DAS OBSERVAÇÕES E DO AJUSTAMENTO

Qualquer estimativa de parâmetros somente pode ser considerada rigorosa se proporciona meios de validar esses resultados. Na teoria clássica do ajustamento pelo MMQ a MVC proporciona informações suficientes sobre os parâmetros estimados, pois observações distribuídas de acordo com a distribuição normal, ao serem introduzidas em um modelo linear, fornecem um estimador linear com o mesmo tipo de distribuição (TEUNISSEN; VERHAGEN, 2004; VERHAGEN, 2005, apud MONICO, 2008).

Como apresentado em Monico (2008), a qualidade do ajustamento será representativa somente nos casos em que o modelo (2.37) for válido, indicando que não existe presença de erros no mesmo. Para isso se faz necessário pesquisar a presença ou ausência de erro no modelo.

A validação do modelo é realizada com a aplicação de testes de hipóteses, onde o modelo original é designado com hipótese nula (H_0), assumindo para isto que L ou ΔL tem distribuição normal:

$$H_0 : L \sim N(AX, \Sigma L) \quad (2.49)$$

O modelo é confrontado com um modelo estendido, onde a magnitude do erro (∇) é introduzida como uma incógnita adicional, caracterizando a hipótese alternativa (H_1):

$$H_1 : L \sim N(AX + C\nabla, \Sigma L) \quad (2.50)$$

onde :

C : matriz de característica integral ($n \times q$);

∇ : vetor incógnito ($q \times 1$); e

q : quantidade de erros a serem testados.

A quantidade de erros a serem testados pode variar entre $1 \leq q \leq (n-u)$.

Quando $q=1$ trata-se da detecção de erros grosseiro pelo método *data snooping* (teste w), assunto que será tratado na secção 2.9.1.3.

2.9.1 Testes Estatísticos

Na fase da análise estatística do ajustamento é necessário o conhecimento da FDP (Função Densidade de Probabilidade) das observações. A experiência mostra que observações geodésicas, e por consequência seus resíduos, apresentam FDP normal, ou muito próxima à ela (MONICO, 1988). O conhecimento da FDP das observações é necessário para a formalização dos testes de hipóteses a serem formulados para a análise do ajustamento.

A distribuição normal é uma das mais importantes e frequentemente usadas em estatística, sendo que a partir da mesma outras importantes distribuições são derivadas. Em geodésia, por exemplo, a experiência mostra que as medidas de uma determinada grandeza (variável aleatória) ou seus erros são bem representados pela FDP da distribuição normal. Caso uma variável aleatória X tenha distribuição normal ($X \sim N_n$), então a soma de seus quadrados dado por $Z = \sum_{i=1}^{n+1} X_i^2$ terá distribuição Qui-quadrado ($Z \sim \chi_n^2$). Já para o caso de duas variáveis aleatórias independentes $Z \sim \chi_n^2$ e $V \sim \chi_m^2$, então a variável aleatória W estimada por:

$$W = \frac{Z/n}{V/m} \quad (2.51)$$

tem distribuição $F_{\alpha,n,m}$ (distribuição de Fisher), onde n e m são os respectivos graus de liberdade do numerador e do denominador, com nível de significância α . Com relação à distribuição F é importante saber que:

$$F_{\alpha,n,m} = \frac{1}{F_{1-\alpha,m,n}} \quad (2.52)$$

Partindo das afirmações anteriores a forma quadrática $V^T P V$ têm distribuição χ_s^2 com s graus de liberdade, chegando-se em:

$$\frac{(n-u)\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \sim \chi_s^2 \quad (2.53)$$

Com base nas informações anteriores considera-se uma variável aleatória X estimada de forma independente em duas épocas distintas, com estimativas X_1 e X_2 , com seus respectivos graus de liberdades s_1 e s_2 . Os índices 1 e 2 representam as duas épocas. Considerando que as duas estimativas têm distribuição normal, então as somas de seus quadrados terão distribuição Qui-quadrado ($Z_1 \sim \chi_{s_1}^2$ e $Z_2 \sim \chi_{s_2}^2$) e por consequência:

$$\frac{Z_1/s_1}{Z_2/s_2} \sim F_{\alpha, s_1, s_2} \quad (2.54)$$

Estas considerações são importantes no desenvolvimento dos testes de hipóteses a serem empregados na análise do ajustamento e na comparação entre soluções de épocas distintas.

2.9.1.1 Testes de hipótese

Testes de hipótese podem ser formulados considerando a igualdade das coordenadas entre épocas distintas, ou mesmo postulando-se uma hipótese em que as diferenças de coordenadas podem variar num determinado intervalo, antes de contribuir para a inferência estatística (MONICO, 1988). O intervalo neste caso deve ser inferior ao resultante dos desvios-padrão médio das observações.

Um teste de hipótese é um método para verificar se os dados estão compatíveis com alguma hipótese. O teste de hipótese é um procedimento baseado

na evidência amostral e na teoria da probabilidade, usado para determinar a veracidade de informações. Baseia-se na formulação de uma hipótese nula (H_0) e uma hipótese alternativa (H_1). O procedimento do teste é obtido na divisão do espaço da probabilidade da amostra em uma região de aceitação (RA) e outra de rejeição (RR). Na aplicação de um teste de hipótese podem ser cometidos dois tipos de erros:

- Erro tipo I (E_I): quando se rejeita H_0 e ela é verdadeira (denotado por α);
- Erro tipo II (E_{II}): quando aceita H_0 e ela é falsa (denotado por β).

As relações entre os tipos de decisões, probabilidade da ocorrência destes tipos de erros (α e β) e a aceitação ou rejeição da hipótese nula estão apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Relação entre decisão, hipótese e tipo de erro
(adaptado de Kuang, (1996) e Ghilani e Wolf (2006)).

Situação/Probabilidade	Decisão	
	Aceita H_0	Rejeita H_0
H_0 é verdadeira	Decisão correta Nível de confiança $P(E_I) = 1 - \alpha$	Erro tipo I Nível de significância $P(E_I) = \alpha$
H_0 é falsa ou seja H_1 é verdadeira	Erro tipo II Probabilidade $P(E_{II}) = \beta$	Decisão correta Potência do teste $P(E_{II}) = 1 - \beta$

O que se deseja é que a probabilidade de ocorrência destes erros seja mínima. Para isto utiliza-se o que na literatura é chamada de potência do teste que deve ser tão grande quanto possível, e matematicamente é expresso por:

$$\beta = 1 - P(E_{II}) \Rightarrow P(E_{II}) = 1 - \beta \quad (2.55)$$

onde $P(E_{II})$ é a probabilidade da ocorrência do erro tipo II

Porém quando β aumenta, $P(E_I)$ (probabilidade de ocorrência do erro tipo I), também aumenta. Com isso introduze-se a condição:

$$P(E_I) \leq \alpha \quad (2.56)$$

para H_0 verdadeira, maximizando $P(E_i)$ para H_0 falsa. A literatura científica recomenda o uso de α entre 5% e 0,1%, e com potência do teste de 80% (MONICO, 1988; KUANG, 1996).

Um teste é dito mais potente, se para todas as hipóteses alternativas sua potencia é máxima. A decisão de aceitar ou rejeitar H_0 é chamada de critério do teste (MONICO, 1988).

2.9.1.2 Teste global do ajustamento: Teste Qui-quadrado e Teste F

Quando $q = s = (n - u)$, ou seja, igual ao número de graus de liberdade, trata-se do teste Global do Ajustamento. Este teste também é conhecido como teste do modelo global. Quando este se baseia na distribuição χ^2 o mesmo também é conhecido como teste Qui-quadrado. Outra maneira de desenvolver este teste é tomar como base a distribuição F e neste caso é conhecido como teste F.

Considerando a distribuição χ^2 o teste preconiza como hipótese básica (nula):

$$H_0 : \hat{\sigma}_0^2 = \sigma_0^2, \text{ ou seja } E\{\hat{\sigma}_0^2 | H_0\} = \sigma_0^2 \quad (2.57)$$

Contra a hipótese alternativa:

$$H_1 : \hat{\sigma}_0^2 \neq \sigma_0^2 \quad (2.58)$$

Tendo como estatística de comparação o valor:

$$\hat{\chi}^2 = \frac{s\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \quad (2.59)$$

A hipótese básica será rejeitada a um nível de significancia α , caso:

$$\hat{\chi}^2 > \chi_{s, \frac{\alpha}{2}}^2 \quad (2.60)$$

ou

$$\hat{\chi}^2 < \chi^2_{s,1-\frac{\alpha}{2}} \quad (2.61)$$

onde $\chi^2_{s,\frac{\alpha}{2}}$ e $\chi^2_{s,1-\frac{\alpha}{2}}$: são valores obtidos da distribuição Qui-quadrado.

No primeiro caso ($\hat{\chi}^2 > \chi^2_{s,\frac{\alpha}{2}}$) a análise é realizada usando somente um teste unicaudal à direita, pois neste caso o teste atende a alguns requisitos estatísticos (*most powerful test* – teste com maior poder) (TEUNISSEN, 2000 apud MONICO, 2008). Com isso a hipótese básica H_0 é aceita se a um nível de significancia α :

$$\chi^2_{s,\frac{\alpha}{2}} \leq \hat{\chi}^2 \leq \chi^2_{s,1-\frac{\alpha}{2}} \quad (2.62)$$

No segundo caso considerando a distribuição F o teste preconiza como hipótese básica (nula):

$$H_0 : \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} = 1, \text{ ou seja } E\left\{\frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \mid H_0\right\} = 1, \quad (2.63)$$

$$\text{A hipótese alternativa é } H_1 : \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \neq 1 \quad (2.64)$$

Com base nas hipóteses preconizadas calcula-se a estatística utilizando-se as duas variâncias envolvidas:

$$F = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \quad (2.65)$$

Este valor é confrontado com um valor crítico F_{α,s_1,s_2} obtido da distribuição F, à um nível de significancia α e com s_1 e s_2 graus de liberdade de σ_0^2 e $\hat{\sigma}_0^2$, respectivamente. Neste caso específico os valores s_1 e s_2 serão iguais a s . A

hipótese nula será aceita caso:

$$F \leq F_{\alpha, s_1, s_2} \quad (2.66)$$

A aplicação destes testes funciona como uma proteção, pois fornece uma indicação da validade do ajustamento como um todo.

Quando ocorrer rejeição do teste será necessário uma análise para localizar e corrigir ou eliminar possíveis problemas. Problemas podem ser causados por ponderação inadequada das observações, formulação deficiente do modelo de observações, erros grosseiros, entre outras (MONICO, 2008).

Sendo detectados problemas com ponderação e no modelo é possível aplicar correções para sanar tais deficiências. Este assunto será tratado na sessão 2.9.2.

Os erros grosseiros e *outliers* por sua vez necessitam ser localizados e eliminados. Para isso é necessário apresentar algumas propriedades estatísticas que são requisitos para que se possa tratar o problema (MONICO, 2008). Uma das propriedades é que os erros aleatórios são tratados em teoria da estimação e nos testes estatísticos como variáveis aleatórias, tendo distribuição normal (MONICO, 2008). No processo de estimação chega-se a resíduos, que representam uma combinação de todos os tipos de erros, sendo considerados como tendo distribuição normal ou *t student*.

Na definição de estratégias para teste de detecção de erros, *outlier* é considerado como um resíduo que contradiz a propriedade estatística preconizada e quando detectado assume-se que foi causado por um erro grosseiro (MONICO, 2008).

Existem vários testes disponíveis para detecção de *outliers*, como o *data snooping* (teste w), teste *Tau* (Método de Pope), *Danish Method*, entres outros (MONICO, 2008). Neste trabalho o teste usado para a detecção de *outliers* no processo de ajustamento de redes foi o *data snooping*, sendo o mesmo apresentado a seguir.

2.9.1.3 Detecção de erros nas observações: o teste dos resíduos padronizados (w - *data snooping*)

Mesmo depois de uma análise e correção da ponderação das observações, caso venha novamente ocorrer a rejeição do ajustamento pelo Teste Global, faz-se necessário a localização e eliminação de erros grosseiros. O método *data snooping* é um processo combinado de detecção de outlier, localização e eliminação do erro grosseiro, que o provocou (KUANG, 1996). Neste método assume-se que somente um *outlier* está presente em cada teste e desta forma testam-se todas as observações, uma por vez. O teste de hipótese assume a seguinte forma (MONICO, 2008):

$$H_0 : E\{L\} = AX, \text{ contra } H_1 : E\{L\} = AX + C_{L_i} \nabla_i ; \nabla_i \neq 0 \quad (2.67)$$

onde $C_{L_i} = [0 \dots 0 \ 1 \ 0 \dots 0]^T$, estando 1 na i -ésima posição correspondente ao valor testado. Na aplicação do teste calcula-se o resíduo padronizado por (KUANG, 1996):

$$w_i = \frac{-C_{L_i}^T P V}{\sigma_0 \sqrt{C_{L_i}^T P \Sigma V P C_{L_i}}} \quad (2.68)$$

A hipótese básica (H_0) é aceita quando:

$$n_{\frac{\alpha_0}{2},1} \leq w_i \leq n_{1-\frac{\alpha_0}{2},1} \quad (2.69)$$

onde:

α_0 : o nível de significância do teste, sugerido como $\alpha_0 = 0,001$ correspondente a $3,29\sigma$; e

$n_{\frac{\alpha_0}{2},1}, n_{1-\frac{\alpha_0}{2},1}$: são os limites inferior e superior obtidos da função densidade de

probabilidade normal, com nível de significância α_0 .

O que também equivale a dizer que a hipótese básica será rejeitada quando (KUANG, 1996):

$$|w_i| > 3,29 \quad (2.70)$$

ou

$$|v_i| > 3,29\sigma_{v_i} \quad (2.71)$$

onde:

v_i : é o resíduo da observação que está sendo testada; e

σ_{v_i} : desvio padrão do resíduo da observação que está sendo testada.

Caso a hipótese básica seja rejeitada a observação testada está influenciada por erro. No final da aplicação do teste poderão ser indicados vários *outliers*. Contudo, deverá ser corrigido ou eliminado um por vez, ou seja, o que apresentar o maior valor de w_i . Em seguida aplica-se novamente o teste para analisar todas as observações. Este processo é iterativo e pode ser aplicado até $(n-u)-1$ vezes.

2.9.2 Ponderação das observações e correção do modelo estocástico

Como indicado anteriormente a rejeição da hipótese básica (H_0) no teste global do ajustamento pode indicar a presença de erros ou problemas nas ponderações das medidas. A ponderação é imposta no modelo pela matriz peso que é conseguida pela inversão das variâncias das observações. Por vezes podem ocorrer casos em que tais variâncias não representam adequadamente as observações, influenciando o modelo. Por exemplo, os vetores de uma sessão de observação, resultantes do processamento de dados GNSS, normalmente são muito otimistas (variâncias muito pequenas), se comparados entre os resultados advindos de várias sessões. Isto ocorre devido ao grande número de observações primárias

que possibilitaram o cálculo de tais medidas ($E\{V\} \cong 0$). Com isso a precisão na determinação de um resultado (seja um vetor ou coordenadas de um ponto) em uma sessão específica é muito melhor que o RMS (desvio padrão da média das médias). Normalmente a relação entre a precisão e o RMS é da ordem de 10 vezes (MONICO, 2008). Entretanto, isto dependerá das características da rede e das observações primárias.

Uma maneira de determinar esta relação é avaliar o desvio padrão das soluções individuais e da solução da combinação de todas as seções. Em seguida confronta-se tal valor com a variância *a posteriori* calculada após o ajustamento da rede. Tendo esta relação um valor aproximado de 1 pode-se corrigir o modelo estocástico por meio da multiplicação da ΣLb por $\frac{1}{\hat{\sigma}_0^2}$:

$$\Sigma^{\hat{n}} Lb = \frac{1}{\hat{\sigma}_0^2} \Sigma Lb$$

ou

(2.72)

$$\hat{P} = \hat{\sigma}_0^2 \Sigma Lb^{-1}$$

onde:

$\Sigma^{\hat{n}} Lb$: a MVC ponderada das observações; e

$\hat{P}$: a matriz dos pesos com ponderação.

Desta forma na nova execução do ajustamento deverá ser utilizada a $\Sigma^{\hat{n}} Lb$ para formar a matriz $\hat{P}$ ou ser usada a matriz $\hat{P}$ diretamente.

Outra possibilidade é avaliar individualmente cada observação ou conjuntos de observações de uma mesma grandeza e atribuir, para as mesmas, valores de variâncias mais representativos com a realidade das medições.

Uma maneira de realizar tal ponderação é verificar a ocorrência de valor muito otimista¹⁰ para a variância de uma observação e substituí-la pela variância correspondente ao quadrado da precisão nominal do equipamento que executou tal

¹⁰ Valor muito pequeno, ou valor muito menor do que o esperado.

medição.

Vale destacar que tais procedimentos devem ser empregados com atenção e cuidado, visando não permitir que erros grosseiros venham a afetar este processo e por consequência o resultado final do ajustamento.

2.10 ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

2.10.1 Teste de Congruência Global

Na análise de deslocamentos e/ou deformações, primeiro deve-se detectar os movimentos e em seguida os mesmos devem ser modelados. A modelagem dos deslocamentos não será abordada nesse trabalho, pois não é objetivo do mesmo.

Para que seja possível realizar uma avaliação visando detectar deslocamentos, as observações de uma mesma época e a solução final de cada época devem ser obtidas de forma independente. O que se traduz em soluções não correlacionadas.

A indicação dos deslocamentos é obtida pela diferença de coordenadas dos pontos entre épocas distintas. Os pontos considerados como referências materializam o sistema de referência na área da rede. Hipóteses devem ser testadas para confirmar a suposição de que tais pontos são fixos e não sofrem movimentação em relação à rede. Na realidade, sabe-se atualmente que todo e qualquer ponto sobre a superfície do planeta sofre algum tipo de movimentação devido à fatores como a isostasia e o movimento das placas litosféricas. Mesmo os pontos que materializam os sistemas de referência sofrem movimentos devido à estes fatores. Contudo, tais pontos têm suas coordenadas determinadas continuamente para que seja conhecida sua movimentação. Em uma pequena região, exceto em bordas de placas, podem ser verificados que os movimentos causados por tais fatores, tendem a ter as mesmas dimensões e direção para todos os pontos desta região. Pontos de referência de uma rede tem que respeitar o princípio da inércia, ou seja, não sofrer movimentos ou possuir movimento retilíneo uniforme. Desta maneira é necessário o

seu monitoramento constante visando confirmar esta afirmação.

Constatando-se a hipótese de que exista movimento nos pontos de referência da rede, mas que todos estes pontos possuam o mesmo movimento e na mesma direção, não existe problema em considerá-los fixos. Isso por que não são os pontos que se movimentam e sim a placa a qual eles fazem parte. Também por estes motivos é importante que existam pontos de referência externos, ou seja, envolvendo os pontos monitorados.

As hipóteses de que as coordenadas são iguais entres as épocas, não condizem com o que ocorre na prática. Isto por que ocorrem erros e fatores que influenciam observações no momento da coleta. Logo, deve-se postular hipóteses que permitam avaliar se as diferenças de coordenadas entre as épocas apresentam variações dentro de um determinado intervalo, antes de contribuir para a inferência estatística. Logo desconsiderando a existência de erros e flutuações probabilísticas das observações um ponto não apresentaria deslocamento caso:

$$E\{X_i\} = E\{X_j\} = X \quad (2.73)$$

onde X_i e X_j são os vetores com as coordenadas tridimensionais $[x_i \ y_i \ z_i]^T$ correspondendo as épocas i e j , ou seja:

$$X_i = \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ z_i \end{bmatrix} \quad (2.74)$$

$$X_j = \begin{bmatrix} x_j \\ y_j \\ z_j \end{bmatrix} \quad (2.75)$$

Para a confirmação da ocorrência de deslocamento entre as épocas, um teste estatístico pode ser postulado, assumindo que tratam-se de soluções independentes, onde a distribuição de suas observações tem boa aproximação com a distribuição normal, por consequência a soma de seus quadrados terá distribuição Qui-quadrado. Com isso é possível aplicar um teste estatístico de razão com base na distribuição F tomando como hipótese nula:

$$H_0 : E\{d\} = 0 \quad (2.76)$$

Contra a hipótese alternativa:

$$H_1 : E\{d\} \neq 0 \quad (2.77)$$

Sendo $d = X_j - X_i$ e sua MVC (Σd) é obtida por:

$$\Sigma d = \Sigma x_i + \Sigma x_j \quad (2.78)$$

onde Σx_i e Σx_j são as MVC das coordenadas para as épocas i e j , respectivamente representadas por:

$$\Sigma x_i = \begin{bmatrix} \sigma_{x_i}^2 & \sigma_{x_i y_i} & \sigma_{x_i z_i} \\ \sigma_{y_i x_i} & \sigma_{y_i}^2 & \sigma_{y_i z_i} \\ \sigma_{z_i x_i} & \sigma_{z_i y_i} & \sigma_{z_i}^2 \end{bmatrix} \quad (2.79)$$

$$\Sigma x_j = \begin{bmatrix} \sigma_{x_j}^2 & \sigma_{x_j y_j} & \sigma_{x_j z_j} \\ \sigma_{y_j x_j} & \sigma_{y_j}^2 & \sigma_{y_j z_j} \\ \sigma_{z_j x_j} & \sigma_{z_j y_j} & \sigma_{z_j}^2 \end{bmatrix} \quad (2.80)$$

As soluções das épocas i e j , tendo respectivamente r_i e r_j graus de liberdade. Logo o número de graus de liberdade r_{ij} entre as épocas é calculado por:

$$r_{ij} = r_i + r_j \quad (2.81)$$

A mesma consideração vale para as variâncias à posteriori para as soluções das épocas i (σ_i^2) e j (σ_j^2), assumindo como variância entre as épocas (σ_{0ij}^2):

$$\sigma_{0ij}^2 = (r_i \sigma_i^2 + r_j \sigma_j^2) / (r_i + r_j) \quad (2.82)$$

De posse de todas estas informações é possível calcular o valor da razão

das variâncias entre as duas épocas (CASPARY, 2000):

$$F_c = \left(\frac{\Omega}{h} \right) / \sigma_{0ij}^2 \quad (2.83)$$

onde:

$$\Omega = d^T \Sigma d^{-1} d; e \quad (2.84)$$

h : é a característica (*rank*) de Σd .

O valor de F_c deve ser confrontado contra o valor critico de $F_{\alpha,h,r}$ com um valor adequado de nível de significância (α), sendo a hipótese nula aceita caso:

$$F_c \leq F_{\alpha,h,r} \quad (2.85)$$

Indicando que as duas soluções são congruentes, ou seja, o ponto ou a rede permaneceu estável entre as épocas analisadas. Caso contrário a hipótese alternativa é aceita indicando a ocorrência do deslocamento entre as épocas. Este teste é denominado na literatura especializada como Teste de Congruência Global (TCG) (CASPARY, 2000). Cabe destacar que a formulação do TCG apresentada teve sua notação alterada e simplificada em relação à apresentada em Caspary (2000).

Caspary (2000) indica que o sucesso da aplicação do TCG depende de fatores, tais como:

- a injeção de um sistema de referência comum, nas duas épocas;
- a influência de erros sistemáticos necessita ser indicada por procedimentos de testes padrão; e
- o efeito do maior erro grosseiro indetectável, sobre as coordenadas deve ser calculado para ser conhecido.

A formulação do TCG exposta supra permite analisar tridimensionalmente o deslocamento em um ponto. Contudo, o mesmo pode ser reduzido para análise bidimensional e unidimensional, assim, como pode ser ampliado para analisar a rede por completo.

3 DESCRIÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO: A BARRAGEM DA UHE DE ITAIPU

3.1 DESCRIÇÃO GERAL

A UHE de Itaipu é, atualmente, a maior usina hidrelétrica do mundo em geração de energia. Sua estrutura possui 20 unidades geradoras com turbinas do tipo Francis, cada uma com potência nominal de 715 MW (*MegaWatt*). Totalizando 14 GW de potência instalada, fornecendo 19% da energia consumida no Brasil e 91% do consumo do Paraguai. No ano de 2000, a usina atingiu a produção histórica de 93.428 GW/h (*GigaWatt/hora*), recorde mundial de geração de energia hidrelétrica (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008). O primeiro giro mecânico de uma turbina ocorreu em 17 de dezembro de 1983, com início de produção de energia em 5 de maio de 1984, quando entrou em operação a primeira das 20 unidades geradoras previstas no projeto. No ano de 1991 já estavam em pleno funcionamento 18 unidades, sendo que em 2005 entraram em operação as duas últimas unidades 9A e 18A.

Construída no Rio Paraná a UHE de Itaipu está localizada na divisa do Brasil com o Paraguai, próxima às cidades de Foz do Iguaçu e Ciudad del Leste (Figura 3.1), em uma região formada por derrames basálticos da Bacia do Alto Paraná, pertencente à Formação Serra Geral, do período Jurássico inferior (SILVEIRA, 2003).

O projeto da UHE foi iniciado em 1971 com a análise de questões de viabilidade do projeto. Em 1973, após análise do percurso do rio foi indicado por técnicos brasileiros e paraguaios um trecho do rio conhecido como Itaipu. Estudos indicaram que aquele local proporcionaria um rendimento energético excepcional, em virtude de um longo cânion escavado pelo Rio Paraná.

A construção da UHE Itaipu Binacional começou em 1974, com a chegada das primeiras máquinas ao futuro canteiro de obras. Ainda naquele ano foi estruturado o acampamento pioneiro, com as primeiras edificações para escritórios, almoxarifado, refeitório, alojamento e posto de combustíveis. O ano de 1975 foi

marcado pelo início da tarefa de alteração do curso do Rio Paraná concretizada em 1978 com a explosão das ensecadeiras. Esse desvio possuía 2 km de extensão por 150 m de largura, com 90 m de profundidade, o que permitiu que o trecho do leito original do rio fosse secado, para naquele local ser construída a barragem principal, em concreto. Também em 1978 teve início a concretagem da barragem, que consumiu até o final da obra um total de 12,3 milhões de metros cúbicos de concreto, combinados com uma quantidade de ferro e aço que permitiriam a construção de 380 torres Eiffel. Estas quantidades envolvidas transformaram a usina em referência nos estudos de concreto e segurança de barragens (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

Figura 3.1 - Ilustração da Localização do Projeto ITAIPU Binacional (Fonte: ITAIPU Binacional (2005)).

No ano de 1980, o transporte de materiais para a Itaipu Binacional mobilizou 20.113 caminhões e 6.648 vagões ferroviários. No auge da construção até 40 mil operários trabalhavam na obra. Já em dezembro de 1981 a primeira roda da turbina, com 300 toneladas, saiu de São Paulo, chegando ao canteiro de obras somente em

março de 1982. Em outubro de 1982 as obras de construção da barragem chegaram ao fim, sendo realizado o fechamento das comportas para formação do reservatório (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

O lago de Itaipu levou 14 dias para ser formado fato que teve influência das chuvas fortes e enchentes da época. O lago tem extensão aproximada de 180 km com área da lâmina de água totalizando 135 mil hectares, o que equivale a quatro vezes o tamanho da Baía da Guanabara. A formação do lago impactou a vida de milhares de pessoas que habitavam e as que hoje habitam as margens do Rio Paraná entre Foz do Iguaçu e Guaíra. Os moradores de Foz do Iguaçu e demais à jusante da barragem viram o rio esvaziar, por causa do fechamento das comportas, enquanto Guaíra perdeu as Sete Quedas (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

Em novembro de 1982 após a formação do reservatório foram abertas as comportas do vertedouro, momento em que foi inaugurada oficialmente a maior hidrelétrica do mundo, após mais de 50 mil horas de trabalho.

A Central Hidrelétrica de Itaipu (CHI) é composta por cinco tipos diferentes de barragens apresentados nas Figuras 3.2 e 3.3. Os números dos identificadores, relativos aos tipos de barragens, da Figura 3.2 são descritos a seguir:

- (1) Barragem de Terra (margem direita);
- (8) Barragem de Terra (margem esquerda);
- (7) Barragem de Enrocamento;
- (9) Barragem de Concreto do tipo gravidade aliviada (principal);
- (3) Barragem de Concreto em contraforte (barragem lateral direita).

A barragem de Itaipu totaliza 7700 metros de extensão com altura máxima de 196 metros, o equivalente a um prédio de 65 andares, que serve para represar a água e obter o desnível de 120 m (queda bruta nominal) que permite a operação das turbinas (Figura 3.4). Na parte superior da barragem principal, estão situadas as 20 tomadas de água, estruturas com comportas que permitem que a água, passe por elas e pelos condutos forçados, alcançando as caixas espirais e fazendo as turbinas girar.

Figura 3.2 - Ilustração da Configuração Geral da CHI (ITAIPU Binacional, 2005).

Figura 3.3 - Ilustração do Complexo com os tipos de barragem de Itaipu (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

Figura 3.4 - Ilustração do perfil da tomada de água, conduto forçado e casa de força (<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

Na concepção da barragem principal foram estudados quatro modelos: gravidade aliviada, gravidade maciça, rocamento e em arco. A alternativa escolhida foi a barragem do tipo gravidade aliviada devido à economia de concreto de aproximadamente 30%, e de 12% no custo final da obra. Os outros tipos de barragens de Itaipu foram construídos com o material das escavações, que forneceram rochas para a barragem de enrocamento, e terra para as duas barragens deste tipo.

3.2 SEGURANÇA DA BARRAGEM DE ITAIPU

Devido às suas dimensões e importância econômica para o Brasil e para o Paraguai, desde a fase de projeto da UHE de Itaipu foram assumidos os melhores padrões de segurança da época. Estes padrões dizem respeito aos critérios de projeto, especificações e diretrizes básicas, aplicados no planejamento, construção, operação e manutenção da obra, considerando todas as partes componentes da

usina: barragem, instalações e equipamentos. Sempre que necessário todos os critérios de segurança adotados são atualizados, visando garantir a segurança e funcionamento da CHI (BETIOLI et al., 1999a).

Estruturas e equipamentos têm documentos específicos de Diretrizes Gerais e Sistemas de Segurança, os quais são acompanhados por equipes especializadas em cada área envolvida.

Ainda na fase de projeto foram adotadas como segurança das estruturas condições excepcionais e de limites para:

- enchente máxima de projeto: estimada em $72.020 \text{ m}^3/\text{s}$ com base em uma série histórica de dados observados entre 1931 e 1972, sendo este valor utilizado como referência para o dimensionamento da vazão máxima do vertedouro em $62.200 \text{ m}^3/\text{s}$; e
- efeitos sísmicos: mesmo a região de Itaipu sendo considerada de baixa sismicidade foram previstas para o projeto acelerações sísmicas de $0,05g$ e $0,08g$, para as condições de carregamento excepcionais e limite (CCE e CCL), respectivamente;

No período de construção foram instalados diversos instrumentos e sistemas de monitoramento da barragem, com vistas a analisar:

- vazões;
- subpressões das fundações;
- deslocamentos, tensões e deformações, das estruturas e fundações; e
- controle da temperatura nas estruturas.

3.2.1 Instrumentação e Sistemas de Monitoramento

No projeto de instrumentação e monitoramento da segurança da CHI foram consideradas todas as fases da obra e por esse motivo foram realizadas observações e medições em vários períodos da construção, do enchimento do reservatório e operação da UHE de Itaipu, de forma a fornecer um importante conjunto de informações do comportamento das estruturas e fundações da

barragem.

O monitoramento da CHI conta com o auxílio de 2.383 instrumentos instalados nas estruturas e fundações de concreto e aterros. Deste total, 270 são automatizados, com coleta e monitoramento realizado pelo ADAS (Sistema de Aquisição de Dados e Auscultação), sendo 24 pêndulos destinados ao monitoramento de deslocamentos (RIBEIRO, 2008). Também estão disponíveis 5.239 drenos (949 no concreto e 4.290 nas fundações) para escoar infiltrações.

3.2.1.1 Instrumentação e monitoramento nas barragens de concreto

A instrumentação típica de um bloco chave das estruturas de concreto (barragem, casa de força e fundação) estão apresentados na Figura 3.5 e sua descrição e função apresentados na Tabela 3.1. As medidas de deslocamentos nos demais blocos são realizadas de forma relativa por medidores de juntas.

Com o intuito de acompanhar possíveis ocorrências de SIR existe uma rede de sismômetros que monitoram a área da barragem e do reservatório. Esta rede tem sensibilidade para detectar terremotos que ocorrem em regiões remotas, como a Cordilheira dos Andes e Filipinas.

Outra forma de monitoramento é a execução de inspeções visuais realizadas periodicamente nos 7,7 km da barragem a fim de obterem dados que indiquem o desempenho das estruturas e o estado de segurança da obra. Tais dados complementam os resultados da instrumentação.

Todas as formas de monitoramento das estruturas (instrumentação e inspeções visuais), compõem o conjunto de atividades da auscultação da UHE de Itaipu. A auscultação visa controlar as condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculos utilizados no projeto e verificar a necessidade de medidas corretivas.

Figura 3.5 - Ilustração da instrumentação de um bloco chave típico e suas localizações na barragem (<http://www.itaipu.gov.br>, acesso em: nov. 2008).

Tabela 3.1 - Descrição e função dos instrumentos instalados em um bloco chave
(<<http://www.itaipu.gov.br>>, acesso em: nov. 2008).

Local/Parte: Estrutura de Concreto	
Instrumento	Função
Caixa seletora	Reunir os cabos elétricos de vários instrumentos em uma central que, ao ser conectada ao aparelho de leitura, fornece dados destes instrumentos.
Pêndulo direto	Medir os deslocamentos horizontais de pontos dos blocos instrumentados da barragem em determinadas cotas, em relação à fundação da estrutura.
Pêndulo invertido	Medir os deslocamentos da fundação da barragem em relação a um ponto da fundação suficientemente profundo para ser considerado fixo.
Medidor elétrico de junta	Medir os deslocamentos de abertura e fechamento de determinadas juntas de contração de estruturas de concreto.
Base de alongâmetro	Medir abertura, fechamento, recalque e deslizamento entre blocos ou juntas de monolitos.
Deformímetro de armadura	Medir as tensões em barras de armadura, no interior de estruturas de concreto.
Tensômetro de concreto	Medir a tensão no interior de estruturas de concreto
Deformímetro de concreto	Medir a deformação do concreto e, por esta deformação, obtém-se a tensão que está atuando na estrutura.
Termômetro de resistência	Medir a temperatura no interior da estrutura de concreto.
Local/Parte : Fundação	
Instrumento	Função
Medidor de vazão	Medir as vazões de percolação através das estruturas e fundações das obras de terra e concreto
Extensômetro múltiplo de haste	Medir as deformações da fundação com relação ao ponto de ancoragem de sua haste.
Piezômetro Standpipe	Permitir conhecer a subpressão atuante no local da sua instalação.
Piezômetro elétrico	Permitir conhecer a subpressão atuante no local da sua instalação.
Medidor de assentamento IPT (medidor de recalque)	Medir deformações verticais ocorridas nas barragens de terra.
Célula de pressão total	Medir as pressões totais atuantes na zona de contato solo-concreto
Medidor triortogonal	Medir os deslocamentos entre juntas de concreto e zonas fraturadas nos maciços rochosos
Medidor de nível d'água	Medir o nível da água presente no subsolo (lençol freático).

Nas estruturas de concreto da CHI (barragem principal, blocos de contra forte, vertedouro, estruturas de desvio e casa de força), foram detectados deslocamentos para jusante, medidos por pêndulos, mais acentuados na época de enchimento do reservatório. Nos anos seguintes estes deslocamentos continuaram, mas com menor intensidade, representando as deformações lentas do concreto e fundações. Contudo, no período operacional, os deslocamentos da crista da

barragem de concreto apresentam um comportamento oscilatório sazonal na direção montante - jusante, em função das máximas e mínimas temperaturas, altura dos blocos e das características próprias de cada uma das estruturas (BETIOLI et al., 1999b).

Blocos de mesmo tipo mostram comportamento específico, em função linear da altura. Os blocos de contra fortes, mais esbeltos e com maior superfície, apresentam maiores deslocamentos, enquanto nos de gravidade maciça, mais rígidos, estes movimentos são menores. Outros fatores que influenciam nos resultados dos deslocamentos são as características de deformabilidade das fundações, sua geometria de escavação e largura da base dos blocos (BETIOLI et al., 1999b).

No ano de 1996 ocorreram as maiores variações sazonais devido ao inverno rigoroso daquele ano, com menor média das mínimas temperaturas com 9° C, desde 1978, que apresentou 9,2° C (BETIOLI et al., 1999b).

As medidas dos blocos da ombreira direita indicam deslocamentos para a esquerda e os blocos da ombreira esquerda para a direita. Isto mostra que os blocos sofrem deslocamentos na direção do leito do rio (BETIOLI et al., 1999b).

Os maiores movimentos relativos ocorrem entre blocos mais altos da barragem, apresentando valores milimétricos, como previstos em projeto.

Fatores que afetam as estruturas da barragem de concreto e podem causar deslocamentos, tais como deformações autógenas, tensões, infiltrações e o comportamento térmico, na maioria dos casos estão estabilizados e em alguns pontos acompanham as variações sazonais. Quanto às infiltrações, a vazão total medida em 1998 atingia 154,8 l/s, menor que 1/3 do valor 488 l/s previsto em projeto (BETIOLI et al., 1999b).

Também as subpressões medidas por piezômetros indicam estabilização desde 1984 ao final do enchimento do lago, sendo que alguns instrumentos indicam uma diminuição do nível piezométrico, enquanto outros indicam uma variação sazonal devido à variação de temperatura. Após uma análise e reavaliação dos critérios de limites de projetos os valores medidos por todos os piezômetros foram considerados normais (BETIOLI et al., 1999b).

No trabalho apresentado por Betioli et al. (1999b), os autores indicam que nos blocos F5/6, F13/14 e F19/20 as medidas dos extensômetros inclinados são bem maiores que às apresentadas pelos pêndulos invertidos, o que pode indicar

uma provável trinca de tração no pé de montante.

3.2.1.2 Instrumentação e monitoramento nas barragens de terra e enrocamento

As barragens de terra estão localizadas nos extremos da UHE de Itaipu e possuem altura máxima de 25 m e extensão de 872 m na margem direita e 30 m de altura e extensão de 2294 m na margem esquerda. Já a barragem de enrocamento tem altura máxima de 80 m e extensão de 1984 m, estando situada na margem esquerda. Nestas estruturas e suas fundações estão instalados os seguintes equipamentos:

- Piezômetros dos tipos geonor e *stand pipe*;
- Medidores de recalque do tipo IPT;
- Poços de alívio;
- Drenos;
- Medidores de fluxo/vazão do tipo *marshall*;
- Marcos de nivelamento geodésico para medição de recalque; e
- Marcos geodésicos de trilateração, para medição de deslocamentos.

A quantidade e disposição destes equipamentos nas barragens de terra e enrocamento estão apresentados na Tabela 3.2.

Em Villalón et al. (1999a), encontra-se uma análise do desempenho das barragens de terra e enrocamento realizada com dados disponíveis até o ano de 1998. As indicações encontradas naquele trabalho são apresentadas aqui de forma resumida:

- a precipitação pluviométrica é o fator climático que exerce maior influência nos registros de vazões;
- o nivelamento geométrico indica estabilização dos recalques exceto em alguns pontos das barragens de terra que indicam assentamento da ordem de 0,5mm por ano;
- subpressões nas barragem de enrocamento e terra apresentam níveis

estabilizados ou tendência de diminuição. Quando ocorrem pequenas oscilações, as mesmas estão relacionadas com as variações do nível do reservatório e precipitações ocorridas na superfície do enrocamento;

- as vazões e carregamento de material apresentam valores considerados baixos para as dimensões das estruturas.

Tabela 3.2 - Instrumentação instalada nas barragens de terra e enrocamento
(adaptado de Villalón et al. (1999a)).

Instrumentos/Barragem	Enrocamento (Margem esquerda)	Terra (margem direita)	Terra (margem esquerda)	Total
Piezômetro (<i>Stand Pipe</i>)	8	13	30	51
Piezômetro (Geonor)	22	-	9	31
Poços de alívio	6	2	40	48
Marcos de nivelamento	39	14	30 10 (tipo IPT)	63
Marcos de trilateração	4	-	-	4
Medidor de vazão	-	7	6	13
Total	79	36	95	210

3.2.1.3 Instrumentação e medições geodésicas

Os pêndulos medem deslocamentos relativos entre dois pontos na linha de prumo substanciada pelo fio do pêndulo, contudo não podem medir movimentos translatórios da barragem e sua fundação. Pêndulos invertidos, instalados em poços escavados na fundação, podem medir uma parcela deste movimento (VILLALÓN et al., 1999b). Os deslocamentos absolutos, por sua vez, são determinados por métodos geodésicos.

Na barragem de Itaipu são utilizados, atualmente, dois métodos de levantamentos geodésicos. Para medição de deslocamentos horizontais absolutos é empregada a trilateração e na averiguação de recalques é utilizado o nivelamento geométrico de alta precisão.

Os levantamentos empregando estes métodos foram iniciados em 5 de outubro de 1982, dias antes do início do enchimento do reservatório. Durante o

período de enchimento do reservatório as campanhas de levantamentos geodésicos eram realizados antes e depois de cada fase (VILLALÓN et al., 1999b; RIBEIRO, 2008):

- Fase 1 - Início em 13/10/1982 com o fechamento das comportas das estruturas de desvio com nível d'água na elevação 110 m e término em 27/10/1982 quando o nível do reservatório atingiu a elevação 205 m (duração de 14 dias).
- Fase 2 - Início em 27/10/1982 e término em meados de abril de 1984. O nível do reservatório variou entre as elevações 205 e 217 m (duração 17 meses e meio).
- Fase 3 - Início em meados de abril de 1984, com nível d'água na elevação de 211 m, e término em 27/05/1984 quando o reservatório atingiu o nível mínimo normal de operação El. 219,40 m (duração 1 mês e meio). A partir dessa data o reservatório vem operando entre os níveis 219,40 e 220 m.

Após as fases de enchimento e com o início da operação da UHE de Itaipu os levantamentos por trilateração passaram a ser realizados com periodicidade semestral. As campanhas são realizadas nos períodos de março/abril (final do verão) e setembro/outubro (final do inverno), quando os deslocamentos são mínimos e máximos.

3.2.1.3.1 Levantamentos planimétricos

A medição de deslocamentos horizontais é realizada com base em uma rede de pontos composta por 7 pilares de referência e 20 pontos objetos distribuídos nas estruturas da barragem da UHE de Itaipu. Esta rede possui a seguinte identificação e configuração:

- Vertedouro - A7 e A15;
- Barragem Lateral - D8, D20, D38, D54 e D57;
- Barragem Principal - E6, F5/6, F13/14, F19/20, F35/36, H8, H8A, I10 e

I23; e

- Barragem de Enrocamento MR-K-1, MR-K-7, MR-K-12, MR-K-32; e
- Pilares de referência: P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7.

Os pilares de referência possuem dispositivos de centragem forçada padrão Kern, e estão monumentados na região de jusante e distantes, dos pontos observados na barragem, entre 300 a 1800 m, aproximadamente. Os pontos objetos possuem 3 prismas para a medição de distâncias e estão instalados no paramento de jusante de blocos chaves de concreto, exceto os pontos na barragem de enrocamento que são pilares do mesmo modelo da rede de referência.

Na medição das distâncias da rede é utilizado um MED (Medidor Eletrônico de Distância) de alta precisão. Até o ano de 1993 era utilizado um Mecômetro ME3000 da Kern, e devido a problemas irreparáveis ele foi substituído em 1995 por uma Estação Total WILD/Leica TC 2002 (VILLALÓN et al., 1999b; ITAIPU BINACIONAL, 2002).

Os pontos que formam a rede geodésica de trilateração assim como a configuração das visadas para medição de distâncias são apresentados na Figura 3.6.

Figura 3.6 - Ilustração da rede geodésica de trileração e configuração das visadas (ITAIPU Binacional, 2004).

3.2.1.3.2 Levantamentos Altimétricos

O nivelamento geométrico de precisão da barragem de Itaipu é realizado partindo-se de um marco de referência situado na extremidade da barragem de terra direita com chegada em outro localizado no fim da barragem de terra esquerda. Os pontos monitorados na crista da barragem são materializados por pinos de aço e estão distribuídos a cada 60 metros.

No desenvolvimento do nivelamento era empregado um nível Wild N3 com precisão nominal de 0,2 mm/km e miras de invar. Atualmente está sendo utilizado um nível digital Leica DNA3 com precisão nominal de 0,3 mm/km e miras de invar com código de barras.

Durante o enchimento da barragem o nivelamento geométrico foi realizado antes e depois da fase 1. Durante a fase 2 até o final da fase 3 as medições eram repetidas a cada 2 ou 3 meses. A partir de Março de 1997 os levantamentos de nivelamento geométrico passaram a ser realizados semestralmente nos mesmos períodos que as campanhas de trilatação (março/abril e setembro/outubro), quando as deformações devidas aos ciclos térmicos sazonais atingem seus valores máximos e mínimos (VILLALÓN et al., 1999b).

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a escolha de toda a instrumentação à ser utilizada na CHI foi necessário definir valores teóricos de referência por meio de estudos, modelos matemáticos e modelos físicos, para posterior comparação com os valores obtidos pelas observações (BETIOLI et al., 1999a).

Por fim, a escolha das frequências mínimas de leituras dos instrumentos de monitoramento da CHI foi estabelecida com base na experiência de outras barragens e nas recomendações do ICOLD (BETIOLI et al., 1999a).

A Itaipu Binacional mantém relatórios detalhados de monitoramento e desempenhos das estruturas da CHI. Além disso, os profissionais envolvidos na

gestão de Itaipu, sempre apresentam trabalhos divulgando informações em eventos como é o caso dos **Seminários Nacionais de Grandes Barragens** e Simpósios organizados pelo CBDB.

4 PROPOSTA E DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

A proposta principal desta pesquisa é desenvolver uma metodologia apropriada para detecção de deslocamentos em redes geodésicas utilizando tecnologia GNSS, com processamento elaborado utilizando programa científico, ajustamento de redes pelo MMQ, e aplicação de análise geométrica e teste estatístico para detecção de deslocamentos. O objeto de estudo é a barragem da UHE de Itaipu, e sua rede de pilares utilizada nos levantamentos geodésicos por trilateração. Partindo destas informações foi escolhido um conjunto de pontos que será designado como Rede Itaipu. Esta rede foi observada em campanhas de observação independentes, que permitiram gerar soluções de coordenadas para cada época de levantamento. A indicação de possíveis deslocamentos será realizada empregando a AG e confirmada com a aplicação do TCG.

No desenvolvimento desta pesquisa várias etapas foram definidas e desenvolvidas para que os objetivos propostos fossem alcançados. Tais etapas estão apresentadas a seguir:

- a) Pré-planejamento e escolha dos pontos para o monitoramento com tecnologia GNSS;
- b) Planejamento das campanhas de observação GNSS;
- c) Escolha dos programas de processamento de dados GNSS e ajustamento de redes;
- d) Execução das campanhas de observação GNSS;
- e) Análise e controle de qualidade dos dados das campanhas de observação GNSS;
- f) Processamento, com o programa BERNESE, dos dados das campanhas de observação GNSS;
- g) Conversão dos resultados do processamento no BERNESE para um formato de entrada de dados do programa de ajustamento de redes;
- h) Ajustamento de rede no programa MOVE3 para cada campanha de observação; e
- i) Análise de deslocamentos com aplicação da AG e do TCG.

O detalhamento destas atividades será apresentado nos próximos itens.

4.1 PRÉ-PLANEJAMENTO E ESCOLHA DOS PONTOS PARA O MONITORAMENTO COM TECNOLOGIA GNSS

A fase de pré-planejamento incluiu a escolha e verificação dos pontos objetos que comporiam a rede, a ser monitorada com tecnologia GNSS. Esta fase foi realizada por técnicos e engenheiros responsáveis pela operação da UHE de Itaipu, com acompanhamento de professores da EPUSP. Foram escolhidos 14 pontos para o monitoramento, sendo sete na barragem e os sete pilares da rede geodésica de referência. Estes pontos e suas respectivas localizações são apresentados a seguir:

- A7: localizado no Vertedouro;
- D38: localizado na Barragem Lateral;
- F19, H8 e I23: localizados na Barragem Principal;
- MR-K-7 e MR-K-32: localizados na Barragem de Enrocamento; e
- P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7: Pilares de referência localizados à jusante da Barragem.

Destes pontos apenas o A7, D38, F19, H8 e I23 não são exatamente coincidentes com as medições realizadas por trilateração, pois os locais originais destes pontos possuem obstruções, impossibilitando medições com tecnologia GNSS, em condições mínimas de qualidade. Contudo, foram materializados pontos na crista da barragem, com o intuito de representar o mesmo bloco chave que os pontos originais.

Para servir de referência no processamento e ajustamento da rede foram escolhidos mais 4 pontos. Estes pontos estão externos à rede monitorada, sendo os mesmo apresentados a seguir:

- ITAI: estação de monitoramento contínuo;
- EBPI: marco de referência materializado na estrutura da comporta do canal da piracema;
- EBBM: marco de referência na margem direita, denominado SE-01; e

- EBPY: marco de referência localizado no refúgio ecológico Tati Yupi, no Paraguai.

Com isso a rede escolhida para o desenvolvimento da pesquisa conta com um total de 18 pontos. A distribuição e localização destes pontos são apresentadas na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Distribuição espacial da Rede Itaipu (elaborado com Google Earth™)

Com a definição da rede que seria utilizada para a análise de deslocamento o próximo passo foi o planejamento de campanhas de observação GNSS.

4.2 PLANEJAMENTO DAS CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS

Para possibilitar a análise da estabilidade dos 14 pontos monitorados foram definidas três épocas distintas para a execução de levantamentos empregando a tecnologia GNSS. Posteriormente foi solicitado pela Itaipu Binacional a realização de uma quarta campanha, sendo a mesma incluída neste trabalho. Cada levantamento e sua respectiva época será considerado nesta pesquisa como uma campanha de observação. A denominação de cada campanha e sua respectiva época de execução estão descritas a seguir:

- Campanha 1 (CP1): 18 a 22 de junho de 2007;
- Campanha 2 (CP2): 15 a 19 de outubro de 2007;
- Campanha 3 (CP3): 28 de julho a 1 de agosto de 2008; e
- Campanha 4 (CP4): 15 a 19 de junho de 2009.

Na etapa de planejamento das campanhas de observação GNSS foram considerados e tratados fatores como geometria da rede, número de sessões de observação, número de reocupações, entre outros. Uma lista dos requisitos mínimos definidos para a realização de cada campanha está apresenta a seguir:

- a) divisão da rede Itaipu em subredes (figuras);
- b) método de posicionamento: relativo estático;
- c) tipo de receptores: de 2 frequências para levantamento geodésico;
- d) tipo de antenas: com centro de fase estável e com tecnologia para evitar ou minimizar a observação de sinais com multicaminho;
- e) tipo de centragem das antenas: forçada;
- f) intervalo de coleta de observações: 5 segundos;
- g) duração das sessões: 2 horas;
- h) intervalo de parada entre as sessões: 1 hora;
- i) número mínimo de satélites a serem observados: 4;
- j) máscara de elevação (ângulo de corte): 10°;
- k) número mínimo sessões por ponto: 3;
- l) número mínimo de reocupações por ponto: 1;

Considerações sobre a escolha e definição destes requisitos serão apresentadas a seguir.

4.2.1 Considerações sobre a definição dos parâmetros para o levantamento

4.2.1.1 Método de posicionamento

Para a determinação de coordenadas em redes geodésicas de alta precisão o método de posicionamento GNSS mais apropriado é o relativo estático. Este método permite determinar coordenadas com alta precisão utilizando 2 ou mais receptores rastreando simultaneamente os mesmos satélites, sendo que ao menos um dos receptores deve estar instalado em um ponto de coordenadas conhecidas.

4.2.1.2 Tipo de receptor

Como este trabalho tem caráter de pesquisa e a determinação de coordenadas para o mesmo requer alta precisão, a escolha dos receptores GNSS foi baseada nas precisões nominais dos equipamentos e na quantidade de canais disponíveis. Outro fator que influenciou a escolha foi a possibilidade de testar várias opções de soluções utilizando a frequência L1, ou combinações tais como L1&L2, L3, etc, e com isso poder escolher a que fornecesse os melhores resultados para a rede monitorada. Considerando tais fatores foram escolhidos receptores de dupla frequência para utilização nas campanhas de observação. Os receptores utilizados possuem até 12 canais paralelos e oferecem precisões nominais de $\pm(3\text{mm} + 0,5\text{ppm})$, $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$ e $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$, para planimetria.

4.2.1.3 Tipo de antena

Na escolha do tipo de antena GNSS considerou-se, principalmente, duas características fundamentais em posicionamento geodésico de alta precisão, que são a estabilidade do centro elétrico (de fase) e técnicas para minimizar os efeitos de multicaminho dos sinais GNSS. Modelos de antenas GNSS que reconhecidamente atendem à estas características e possuem desempenho adequado para determinação de coordenadas de alta precisão são as dos tipos *microstrip* (com tecnologia *pinwheel*) e *choke ring*, ambas com plano de terra incorporado.

4.2.1.4 Tipo de Centragem para antenas GNSS

A questão da centragem da antena GNSS é de extrema importância em posicionamento geodésico. Com isso é necessário que o tipo de centragem permita que a antena seja sempre instalada exatamente no mesmo local, evitando assim erros de centragem, que influenciam os resultados. Desta forma os dispositivos de fixação da antena precisam ser do tipo centragem forçada. No caso dos pilares da rede de trilateração (inclusive MR-K7 e MR-K32) e o marco EBBM, os mesmos são dotados de dispositivo de centragem forçada padrão Kern, utilizado para encaixe direto do antigo ME3000. Com isso foi necessário desenvolver adaptadores com rosca de 5/8" para que fosse possível instalar as antenas nestes pontos. Para evitar qualquer influência devido a alguma diferença de fabricação destes dispositivos, os mesmos foram identificados para que fossem e futuramente sejam utilizados sempre nos mesmos pilares.

Cada adaptador é formado por um disco de encaixe e por um prolongador de 5 cm, para possibilitar a conexão do cabo na antena. O dispositivo de centragem forçada Kern, com o adaptador, prolongador, e outros detalhes do encaixe da antena e do cabo podem ser observados na Figura 4.2.

Figura 4.2 - Detalhe do adaptador no dispositivo de centragem forçada padrão Kern (RIBEIRO, 2008).

Para materializar os pontos sobre as barragem de concreto, vertedouro e o marco EBPI foram chumbados prolongadores do mesmo modelo utilizado no adaptador para a centragem padrão Kern. Finalmente para o marco EBPY, durante a construção foi chumbada uma rosca de 5/8" que permite a instalação da antena com o auxílio de um prolongador de 5 cm.

4.2.1.5 Intervalo de coleta e armazenamento de observações

Os receptores GNSS disponíveis no mercado atualmente permitem realizar e armazenar observações a taxas que alcançam até 10 a 20 Hz (10 a 20 épocas por segundo). Porém, para aplicações especiais existem receptores que podem atingir taxas superiores, alcançando até 100 Hz. Estas taxas de coleta são apropriadas, por exemplo, para estudos utilizando o modo cinemático, para análise de vibrações, ou para estudos atmosféricos. No caso do posicionamento relativo estático a utilização de taxas tão altas resultariam apenas em volume muito grande de dados, que por fim causariam um gasto computacional muito elevado, para o processamento, sem ganho significativo de qualidade (acurácia dos resultados). Com isso foi escolhido o intervalo de coleta e armazenamento de dados a cada 5 segundos. Também com

esse intervalo de coleta é possível realizar processamentos com taxas de amostragem de 5 s, 10 s, 15 s, 20 s, 30 s e qualquer outro múltiplo de 5 s.

4.2.1.6 Sessões de observação: quantidade mínima, duração, intervalo de parada e número mínimo de reocupações por pontos

Quando se pensa na realização de observações sempre há que se levar em conta uma premissa do ajustamento de observações pelo MMQ, que se trata da superabundância. Esta é uma exigência não apenas para que se possa aplicar o MMQ, mas que também permite realizar detecção de erros e ter liberdade para eliminá-los. Portanto, se faz necessário ter essas premissas como foco no momento de tratar as questões relativas às sessões de observação.

Normalmente adota-se como mínimo de sessões de observação por ponto um número igual ou maior que 3, pois assim é possível detectar uma sessão que apresente problema. Caso somente 2 sessões sejam coletadas e ocorra alguma diferença entre as soluções, poderá ser difícil discernir onde está o problema.

Quanto à duração de cada sessão normalmente considera-se um mínimo de 2 a 3 horas por sessão para aplicações de alta precisão para linhas de base entre 20 e 50 km (IBGE, 2008a). Apesar das distâncias envolvidas na rede Itaipu não ultrapassarem 9 km optou-se por sessões com duração de 2 horas, principalmente para atender a questão de superabundância de observações.

Outro fator que deve ser considerado é o intervalo de parada entre uma sessão de observação e a seguinte. Este procedimento é necessário, pois durante esse intervalo ocorre alteração na geometria dos satélites quebrando a correlação entre as sessões (observações). Isso também permite analisar as soluções com diferentes condições atmosféricas.

Por fim, mas não menos importante considera-se um número mínimo de 1 reocupação, ou seja mesmo que sejam realizadas 3 sessões de observação por ponto, as mesmas devem ser realizadas no mínimo em 2 ocupações diferentes. Esse procedimento auxilia na detecção de problemas de centragem da antena. Claro que para o caso em que se usem dispositivos de centragem forçada esta

condição não deve ser verificada. Mas aplicando esta metodologia, também é possível detectar a ocorrência de erros provocados por receptores e/ou antenas com problemas.

4.2.1.7 Máscara de corte e número mínimo de satélites a observar

Além de todas as condições impostas anteriormente, também foram definidas as configurações da máscara de elevação e um número mínimo de satélites a serem observados. A máscara de corte foi definida em 10° , pois desta maneira o receptor não realizará observações de satélites com baixo ângulo de elevação em relação ao plano de horizonte da antena. Sinais de satélites com baixa elevação atravessam maiores distâncias nas camadas da atmosfera e sofrem mais os efeitos de refração da ionosfera e troposfera. Para o número mínimo de satélites a serem observados foi definido como sendo igual 4, pois trata-se da quantidade mínima para se obter posicionamento tridimensional em uma época específica. Contudo, na atualidade o número mínimo de satélites disponível para observação em qualquer parte do mundo, normalmente é sempre superior a este valor.

4.2.1.8 Considerações finais sobre o planejamento das campanhas de observação

No planejamento das campanhas de observação também foi adotado como critério repetir a configuração de figuras (subredes) da campanha 1 nas campanhas seguintes. De uma forma geral esta característica foi atendida. Mas como poderá ser observado no item 4.4, na campanha 2, além de repetir a configuração original também foi possível executar uma sessão de observação a mais e uma nova figura. A campanha 3 utilizou como base a mesma configuração da campanha 1, mas como estava disponível um número maior de receptores foi possível aumentar o número de pontos nas figuras originais. No planejamento da campanha 3, também foi

idealizada a observação contínua nos pontos F19 e H8, durante todas as sessões de coleta. Por fim na campanha 4 foi utilizado o mesmo princípio da campanha 3, mas durante a execução houve necessidade de alterar a configuração de uma figura, para contornar um problema causado pela falha de 2 receptores.

4.3 ESCOLHA DOS PROGRAMAS DE PROCESSAMENTO E AJUSTAMENTO

Serão descritos nesta sessão os programas utilizados nesta pesquisa, assim como os critérios considerados na escolha dos mesmos.

4.3.1 Programa para processamento de dados GNSS

Programas comerciais de processamento GNSS têm foco no usuário (usabilidade), possuindo características que facilitam o manuseio e operação das fases de leitura de dados, definição das estações de referência, escolha de linhas de base a serem processadas, escolha de alguns parâmetros e estilos de processamento¹¹, modelos e testes estatísticos a serem usados. Contudo, não é possível manipular parâmetros específicos (valor máximo para os resíduos nas observáveis, tipo de observável utilizada na solução das ambigüidades, etc). Tais programas permitem realizar o processamento e obter resultado com pouco gasto de tempo.

Enquanto isso programas científicos de processamento GNSS ainda tem maior foco no controle de todas as fases do processo por parte do usuário, que por sua vez é geralmente um profissional com conhecimento e treinamento que o permitirão interagir nas várias etapas do processamento. Tais programas possuem características que permitem escolher e controlar a maioria dos parâmetros a serem

¹¹ Estilos de processamento são configurações predefinidas que permitem realizar tipos de processamentos mais comuns. Um programa pode disponibilizar uma estilo préconfigurado para posicionamento estático, outro para posicionamento estático rápido, um terceiro para posicionamento cinemático, etc.

utilizados desde o processamento das observáveis, até o cálculo das coordenadas finais. Contudo, o esforço empregado pelo profissional tende a ser consideravelmente maior do que no caso dos programas comerciais, além de maior tempo gasto para obter a solução final.

Por vezes, dependendo da qualidade das observáveis, a escolha de parâmetros a serem utilizados para gerar o resultado final, se torna um processo iterativo, na busca da melhor solução. No caso dos programas comerciais essa escolha fica por conta de algoritmos dos próprios programas, não sendo possível qualquer intervenção direta por parte do usuário. Já para os programas científicos a definição desses parâmetros é de responsabilidade do usuário, que na maioria dos casos necessita executar vários processamentos alterando tais parâmetros até que se alcance a melhor solução.

Para a realização desta pesquisa foi escolhido o programa científico BERNESE. Este é um programa para processamento de dados GNSS, que hoje suporta dados GPS e GLONASS. Na realidade o BERNESE tem características de sistema e não de um programa, pois o mesmo é composto por uma coleção de programas que executam tarefas específicas.

4.3.1.1 Programas disponíveis no BERNESE

O BERNESE possui uma variedade de programas que permitem desenvolver diversos tipos de processamento de dados GNSS que vão desde o cálculo de coordenadas até mesmo a determinação de órbitas precisas, cálculo de coeficientes da ionosfera e troposfera, entre outros. A seguir serão descritos os programas do BERNESE utilizados nesta pesquisa:

- RNXOBV3 - sua função é importar os arquivos de observação GNSS no formato RINEX para o formato binário utilizado pelo BERNESE;
- POLUPD - gera os arquivos de Polo no formato utilizado pelo BERNESE, a partir dos arquivos de Polo no formato IGS;
- PRETAB - gera arquivos no formato de órbita tabular, com base nos arquivos de órbitas precisas no formato do IGS;
- ORBGEN - cria os arquivos de órbita padrão utilizados pelo BERNESE,

com base nos arquivos de órbitas tabulares e de Polo;

- CODSPP - calcula correções e sincroniza o relógio do receptor com o tempo GPS. Também calcula as coordenadas aproximadas das estações por meio de um posicionamento por ponto;
- SNGDIF - cria os arquivos com as linhas de base independentes, por meio da simples diferenças de fase, através de uma das cinco estratégias disponíveis:
 - a) STAR: forma linhas de base por irradiação;
 - b) SHORTEST: forma linhas de base por poligonação considerando os menores vetores envolvidos;
 - c) OBS-MAX: forma linhas de base considerando o máximo de observações comuns entre as estações;
 - d) DEFINED: forma linhas de base por meio de um arquivo de controle que necessita ser preparado e fornecido pelo usuário;
 - e) MANUAL: permite criar apenas uma linha de base por vez, usando arquivos com observações de fase de duas estações;
- MAUPRP – analisa as observações de fase para detectar perdas de ciclo e tentar corrigi-las. Caso não consiga insere uma nova ambigüidade como parâmetro, para cada perda de ciclo. Também realiza um posicionamento com base na SD de fase e utiliza as coordenadas calculadas no CODSPP como coordenadas *a priori*;
- GPSEST – principal programa de estimação de parâmetros do BERNESE. Com ele é possível estimar coordenadas das estações, solucionar ambigüidades, gerar modelos de ionosfera e troposfera, variações do centro de fase das antenas, elementos orbitais, entre outros (DACH et al., 2007). Ele permite calcular DD utilizando qualquer uma das observáveis originais (L1 e L2) ou suas combinações (L1&L2, L3 - *Ionosphere-Free*, L4 - *Geometry-Free*, L5 - *Wide-lane*, etc). Também é possível gerar arquivos dos resíduos das observações. Além disso, este programa oferece 5 estratégias de solução de ambigüidades (IBGE, 2007):
 - a) NONE - a resolução da ambigüidade não necessita ser atendida ;
 - b) ROUND - o valor real encontrado para a ambigüidade é

- arredondado para o número inteiro mais próximo;
- c) SEARCH - utiliza o algoritmo de resolução rápida da ambigüidade (FARA - *Fast Ambiguity Resolution Algorithm*), indicado para posicionamento estático rápido;
 - d) SIGMA – esta é a estratégia de resolução de ambigüidades padrão do BERNESE, a qual utiliza a MVC completa das observações e pode ser empregada com as frequências L1, L2, L3, L5, L1&L2, e WUEBB - Melbourne-Wübbena (Documentação de ajuda do BERNESE; DACH et al., 2007); e
 - e) QIF (*Quasi Ionosphere-Free*): estratégia indicada a ser utilizada para solução de ambigüidades de linhas de base muito longas (entre 1000 e 2000 km). Usa as medidas de código e necessita de informações estocásticas adicionais da ionosfera;
- RESRMS - este programa realiza a detecção de *outliers* nas observações;
 - SATMARK - edita os arquivos de observações no formato do BERNESE marcando os *outliers* detectados pelo RESRMS, antes da solução final do GPSEST; e
 - COMPAR - realiza comparação entre as soluções de cada sessão, calculando a média aritmética das coordenadas estimadas em cada uma das sessões disponíveis e em seguida calcula a diferença de cada solução individual com o valor médio. No seu principal arquivo de resultados é apresentada a repetibilidade das coordenadas, num sistema geodésico local, com seus respectivos RMS.

4.3.2 Programa para ajustamento vetorial de redes

A escolha do programa para ajustamento vetorial de redes foi baseada nas seguintes características:

- permitir ajustamento vetorial de redes levantadas com tecnologia GNSS;
- possibilitar a realização de ajustamento livre, para avaliação da qualidade das observações;

- fornecer métodos que possibilitem diferentes tipos de injeção;
- ser de fácil manuseio na seleção e manuseio das observações;
- ter capacidade de detecção e eliminação de erros grosseiros e *outliers*;
- utilizar testes estatísticos na análise dos resultados e detecção de erros;
- fornecer gráficos com resultados estatísticos do ajustamento;
- possuir uma interface gráfica com o usuário, amigável, seria importante;
- ter a facilidade de realizar ajustamentos para diversos sistemas de referência (WGS 84, ITRF 2000, etc) e tipos de coordenadas (geodésicas, cartesianas, entre outras).

Com base em todas estas considerações o programa escolhido para realizar o ajustamento foi o MOVE3, desenvolvido pela empresa holandesa Grontmij. Apesar deste programa ser comercial, o mesmo é desenvolvido empregando teorias de ajustamento de redes, usando o MMQ, desenvolvidas na escola de engenharia da *Delft University of Technology* (TU Delft) na Holanda (GRONTMIJ, 2008).

Tal programa permite a leitura de dados de diversos formatos, contudo não possui capacidade de utilizar os arquivos de resultado no formato do BERNESE. Por esta razão foi necessário desenvolver um programa para converter os resultados do BERNESE, para um dos formatos de importação de dados aceitos pelo MOVE3.

O MOVE3 permite realizar ajustamento livre para eventual detecção de *outliers* e de erros grosseiros, empregando parâmetros tais como, o nível de significância, a potência do teste e a variância *a priori*. Estas informações são utilizadas na aplicação do teste global (teste F) que avalia o ajustamento da rede como um todo, e no teste *data snooping* que avalia cada observação de forma independente. Com base nestas informações é possível avaliar a qualidade das observáveis, da MVC (possível otimismo), da variância *a priori*, e com isso identificar e eliminar erros grosseiros e tornar mais realista a MVC.

Para a realização do ajustamento propriamente dito o MOVE3 permite escolher entre três tipos de ajustamento com diferentes características no que diz respeito às injeções (GRONTMIJ, 2008):

- *Pseudo Injeção* - neste estilo de injeção as coordenadas injencionadas e seus respectivos desvios-padrão não recebem correções do ajustamento pelo MMQ, portanto, são mantidos seus valores originais. As

coordenadas dos demais pontos recebem contribuição da MVC dos parâmetros injuncionados;

- Injunção Ponderada - para este estilo, as coordenadas e desvios-padrão das injunções são considerados como observações, e recebem correção no ajustamento;
- Injunção Absoluta - neste caso as coordenadas das injunções são consideradas fixas, não recebendo correções, e seus desvios-padrão são assumidos como iguais a zero.

4.4 EXECUÇÃO DAS CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS

4.4.1 Execução da campanha 1

A campanha 1 foi executada entre os dias 18 e 22 de junho de 2007, na qual participaram os engenheiros Jardel Aparecido Fazan (autor desta pesquisa) e Fernando Cesar Dias Ribeiro, por parte da USP e os técnicos Agnaldo Fernandes de Souza e Sérgio Dias Alicino, da Itaipu Binacional.

Nesta campanha foram utilizados 8 receptores para o levantamento dos marcos de referência, pilares e pontos da barragem. Considerando a estação de monitoramento contínuo de Itaipu (ITAI) estavam envolvidos no levantamento 9 receptores. Contudo, em todas as sessões, 3 receptores foram instalados sempre nos marcos EBPI, EBBM e EBPY. Sendo assim, somente 5 receptores foram utilizados para o levantamento dos pilares e pontos da barragem. A relação dos receptores envolvidos no levantamento está na Tabela 4.1.

Considerando, os parâmetros e as condições apresentados anteriormente foi necessário definir várias figuras, visando o levantamento de todos os pontos, de maneira a contemplar o critério de reocupação e conexão entre as figuras. A formação das figuras, além de informações complementares como número de ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto estão apresentados na Tabela 4.2. As células marcadas em cinza significam os vértices de cada figura e o número 1 ou 2 a quantidade de sessões observadas. Quando em uma figura

participa um ponto observado em figura anterior, como por exemplo o PRP2 que compõe a Fig 1 e a Fig 2 (Tabela 4.2), isso significa a conexão entre as figuras.

Tabela 4.1 - Receptores utilizados na campanha 1.

Qtde	Marca	Modelo	N. freq.	Modelo da Antena	Precisão nominal
2	Leica Geosystems	GX 1230	2	AX 1202 GG	$\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$
2	Leica Geosystems	SR 520	2	AX 1202 GG	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Leica Geosystems	SR 530	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
1	Leica Geosystems	SR 520	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Javad	Legacy	2	<i>Choke Ring</i>	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$

Tabela 4.2 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP1.

Figura / Estação	SIGLA	Fig 1	Fig 2	Fig 3	Fig 4	Fig 5	Fig 6	Fig 7	Ocupações	Reocupações	Sessões
P1	PRP1	2			2			1	3	2	5
P2	PRP2	2	2	2	2				4	3	8
P3	PRP3					2	2	1	3	2	5
P4	PRP4		2	2		2			3	2	6
P5	PRP5	2	2						2	1	4
P6	PRP6			2	2				2	1	4
P7	PRP7					2	2	1	3	2	5
A7	B_A7	2					2		2	1	4
D38	BD38				2		2		2	1	4
F19	BF19	2	2			2			3	2	6
H8	B_H8				2		2		2	1	4
I23	BI23		2	2					2	1	4
K7	B_K7					2		1	2	1	3
K32	BK32			2				1	2	1	3
ITAI	ITAI	2	2	2	2	2	2	1	7	6	13
PIR	EBPI	2	2	2	2	2	2	1	7	6	13
BM	EBBM	2	2	2	2	2	2	1	7	6	13
PY	EBPY	2	2	2	2	2	2	1	7	6	13
Pontos / Figura		9	9	9	9	9	9	9	-	-	-
Vetores Independentes		16	16	16	16	16	16	16	-	-	-
Total de Vetores		144	144	144	144	144	144	72	-	-	-
Sessões / Figura		2	2	2	2	2	2	1	-	-	-

No Anexo A são apresentadas fotografias de todos os marcos, pilares e pontos da barragem, que compõem a Rede Itaipu, e consequentemente estão

envolvidos nos levantamento.

4.4.2 Execução da campanha 2

Na execução da campanha 2 também foram utilizados 8 receptores para o levantamento dos marcos de referência, pilares e pontos da barragem. Totalizando 9 receptores envolvidos, considerando a estação de monitoramento contínuo de Itaipu (ITAI). Contudo, como na campanha 1, em todas as sessões, 3 receptores sempre foram instalados nos marcos EBPI, EBBM e EBPY. Sendo assim, somente 5 receptores foram utilizados para o levantamento dos pilares e pontos da barragem. Os receptores utilizados eram basicamente dos mesmos modelos envolvidos no levantamento da campanha 1 (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 - Receptores utilizados na campanha 2.

Qtde	Marca	Modelo	N. freq.	Modelo da Antena	Precisão nominal
4	Leica Geosystems	GX 1230	2	AX 1202 GG	$\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$
2	Leica Geosystems	SR 530	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
1	Leica Geosystems	SR 520	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Javad	Legacy	2	<i>Choke Ring</i>	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$

Como as condições da campanha 2 eram as mesmas, em relação ao número de receptores disponíveis seguiu-se os mesmos critérios de definição de várias figuras, visando o levantamento de todos os pontos, de maneira a contemplar a reocupação dos pontos e a conexão entre as figuras. A formação das figuras, além de informações complementares como número de ocupações, reocupações, sessões de coleta, quantidades de vetores, entre outras, estão apresentados na Tabela 4.4. Como na Tabela 4.2, as células marcadas em cinza significam os vértices da figura e o número 1 ou 2 a quantidade de sessões observadas.

A campanha 2 foi executada entre os dias 15 e 19 de outubro de 2007, na qual participaram os mesmos profissionais envolvidos na campanha 1, e também a engenheira Silvia Frazão Matos e o técnico Paulo Guedes, por parte da Itaipu Binacional. Devido à alguns fatores logísticos que influenciaram, positivamente a

execução da campanha foi possível incluir a nova figura na configuração do levantamento.

Também na campanha 2 ocorreram chuvas à partir do final do dia 15 até o dia 18, sendo que nos demais dias o céu ficou nublado. Esses acontecimentos, principalmente a chuva, provocaram ruído considerável nas observações. Tal problema foi mais acentuado nos marcos EBPI e EBBM, que estão em locais considerados estáveis do ponto de vista estrutural, mas com características não muito apropriadas à realização de observações GNSS. Poderá ser observado nos Quadros 5.1 e 5.3 que o aumento do ruído nas observações resultou em valores de RMS que variaram, na maioria dos casos (65%) entre, 3 a 10 vezes maiores. Na sessão 2 do ponto EBPI (Quadro 5.3) o RMS final foi tão grande (maior que 10 m) que não foi possível apresentar seu valor.

Tabela 4.4 - Formação das figuras, ocupações, reocupações, sessões de coleta em cada ponto da CP2.

Figura / Estação	SIGLA	Fig 1	Fig 2	Fig 3	Fig 4	Fig 5	Fig 6	Fig 7	Fig 8	Ocupações	Reocupações	Sessões
P1	PRP1	2			2			1	1	3	2	6
P2	PRP2	2	2	2	2					4	3	8
P3	PRP3					2	2	1	1	3	2	6
P4	PRP4		2	2		2				3	2	6
P5	PRP5	2	2							2	1	4
P6	PRP6			2	2					2	1	4
P7	PRP7					2	2	1	1	3	2	6
A7	B_A7	2					2			2	1	4
D38	BD38				2		2			2	1	4
F19	BF19	2	2			2				3	2	6
H8	B_H8				2		2			2	1	4
I23	BI23		2	2						2	1	4
K7	B_K7					2			1	2	1	3
K32	BK32			2				1		2	1	3
ITAI	ITAI	2	2	2	2	2	2	1	1	7	6	14
PIR	EBPI	2	2	2	2	2	2	1	1	7	6	14
BM	EBBM	2	2	2	2	2	2	1	1	7	6	14
PY	EBPY	2	2	2	2	2	2	1	1	7	6	14
Pontos /Figura		9	9	9	9	9	9	8	8	-	-	-
Vetores Independentes		16	16	16	16	16	16	14	14	-	-	-
Total de Vetores		144	144	144	144	144	144	56	56	-	-	-
Sessões /Figura		2	2	2	2	2	2	1	1	-	-	-

O marco EBBM encontra-se ao nível do solo e a menos de 1 metro há um canteiro ornamental com plantas que tem altura em torno de 1 metro. Além disso, tal marco encontra-se próximo (entre 30 e 40 metros) da Subestação de transmissão da margem direita.

Por sua vez, o marco EBPI está numa plataforma onde existem guarda-corpos próximos. A sala de máquinas das comportas do canal da piracema está a menos de 3 metros de distância, sendo que o desnível entre o topo do pilar e o topo da sala é de aproximadamente 2,5 m. Também existe uma pequena lagoa no início do canal que funciona como um refletor para os sinais GNSS. Por fim, existem barrancos nos dois lados, com árvores nas partes altas, o que limita o cone de observação da antena.

4.4.3 Execução da campanha 3

A campanha 3 foi realizada entre os dias 28 de julho e 1 de agosto de 2008. Nesta campanha estavam disponíveis 10 receptores de dupla-frequência (geodésicos) para o levantamento da Rede Itaipu. Somando-se a estação ITAI foram utilizados 11 equipamentos no levantamento. Neste caso estavam disponíveis 7 receptores para o levantamento dos pilares e pontos da barragem e os 3 restantes sempre foram instalados nos marcos EBBM, EBPI e EBPY. Nesta campanha, excepcionalmente, foi testado o desempenho de um receptor topográfico de simples frequência. Desta forma em algumas sessões até 12 receptores realizavam observações. A relação dos receptores envolvidos no levantamento desta campanha está na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Receptores utilizados na campanha 3.

Qtde	Marca	Modelo	N. freq.	Modelo da Antena	Precisão nominal
3	NovAtel	DL-V3	2	GPS 702 GG	$\pm(3\text{mm} + 0,5\text{ppm})$
3	NovAtel	DL-4plus	2	GPS 702	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Leica Geosystems	SR 530	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
1	Leica Geosystems	SR 520	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Javad	Legacy	2	<i>Choke Ring</i>	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
1	Leica Geosystems	SR 20	1	AX 1201	$\pm(5 \text{ a } 10 \text{ mm} + 2\text{ppm})$

Para esta campanha o número de receptores disponíveis era maior que nas 2 primeiras, mas mesmo assim optou-se por escolher a mesma configuração de figuras empregada anteriormente. Com isso os receptores extras foram instalados de forma a aumentar o número de sessões coletadas em alguns pontos. Outra consideração adotada foi realizar observações dos pontos F19 e H8 em todas as sessões, por estarem localizados na barragem principal, seguindo o que foi apresentado no item 4.2.1.8. A montagem da Tabela 4.6 com as informações de configuração, vetores, sessões, etc, apresenta a mesma característica que as Tabelas 4.2 e 4.4.

Tabela 4.6 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP3.

[illegible]

Contribuíram na realização da campanha 3 o engenheiro Jardel Aparecido Fazan e os técnicos Écio Silva e Antonio Jurandir Constantino de Oliveira, por parte da USP e IBGE, e os técnicos Agnaldo Fernandes de Souza e Sérgio Dias Alicino, da Itaipu Binacional.

4.4.4 Execução da campanha 4

A campanha 4 foi realizada entre os dias 15 e 19 de junho de 2009, e foi utilizada a mesma quantidade de receptores disponível na campanha 3 com exceção do receptor Leica Geosystems SR20 (Tabela 4.7). As demais características são as mesmas das campanhas anteriores.

Tabela 4.7 - Receptores utilizados na campanha 4.

Qtde	Marca	Modelo	N. freq.	Modelo da Antena	Precisão nominal
3	NovAtel	DL-V3	2	GPS 702 GG	$\pm(3\text{mm} + 0,5\text{ppm})$
3	NovAtel	DL-4plus	2	GPS 702	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Leica Geosystems	SR 530	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
1	Leica Geosystems	SR 520	2	AT 502	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$
2	Javad	Legacy	2	<i>Choke Ring</i>	$\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$

Como na campanha 3 os receptores extras foram instalados de forma a aumentar o número de sessões coletadas em alguns pontos. Porém, devido a problemas de funcionamento de 2 receptores algumas sessões de dados não foram coletadas. Com base nisto optou-se por desmembrar a Figura 6 em outras duas Figuras, o que garantiu que no ponto PRP6 fosse realizada mais uma sessão de coleta. As informações de configuração, vetores, sessões, etc, para a campanha 4 estão apresentadas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Formação das figuras, ocupações, reocupações e sessões de coleta em cada ponto da CP4.

Figura / Estação	SIGLA	Fig 1	Fig 2	Fig 3	Fig 4	Fig 5	Fig 6.1	Fig 6.2	Fig 7	Ocupações	Reocupações	Sessões
P1	PRP1	2			2				1	3	2	5
P2	PRP2	2	2	0	1					3	2	5
P3	PRP3		2			2	1	1	1	4	3	7
P4	PRP4		2	2		2				3	2	6
P5	PRP5	2	2				1	1		3	2	6
P6	PRP6			0	1	2		1	1	3	2	5
P7	PRP7					2	1	1	1	3	2	5
A7	B_A7	2		2			1	1		3	2	6
D38	BD38	2			2		1	0		3	2	5
F19	BF19	2	2		2	2				4	3	8
H8	B_H8			2	2		1	1		3	2	6
I23	BI23		2	2					1	3	2	5
K7	B_K7				2	2	1	1	1	4	3	7
K32	BK32		2	2		2			1	4	3	7
ITAI	ITAI	2	2	2	2	2	1	1	1	7	6	13
PIR	EBPI	2	2	2	2	2	1	1	1	7	6	13
BM	EBBM	2	2	2	2	2	1	1	1	7	6	13
PY	EBPY	2	2	2	2	2	1	1	1	7	6	13
Pontos /Figura		10	11	9	10	11	11	11	11	-	-	-
Vetores Independentes		18	20	16	18	20	10	10	20	-	-	-
Total de Vetores		180	220	144	180	220	220	110	110	-	-	-
Pontos /Figura		2	2	2	2	2	1	1	1	-	-	-
2	Configuração campanhas 1 e 2											
2	Configuração campanha 4											

Contribuíram na realização da campanha 4 o engenheiro Jardel Aparecido Fazan e o técnico Écio Silva, por parte da USP e IBGE, as engenheiras Josiele Patias, Silvia Frazão Matos e os técnicos Agnaldo Fernandes de Souza e Sérgio Dias Alicino, da Itaipu Binacional.

4.5 ANÁLISE E CONTROLE DE QUALIDADE DOS DADOS DAS QUATRO CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS

Após a fase de levantamento de campo, os dados observados foram analisados e preparados para posterior processamento. Verificou-se que os dados da segunda campanha apresentavam ruídos maiores que os da primeira. Contudo, optou-se por utilizar todos os dados coletados para tentar corrigir problemas no momento do processamento.

Na fase de análise de qualidade dos dados foi empregado o programa TEQC (*Translation, Editing, and Quality Check*). Este programa permite gerar vários indicadores de qualidade de dados GNSS. Exemplos de indicadores estimados com o TEQC são o multicaminho, razão sinal ruído (SNR), perdas de ciclos, influência da ionosfera, entre outros, para ambas as ondas portadoras L1 e L2. Nas Figuras 4.3 e 4.4 são apresentadas as estimativas de multicaminho para a portadora L1 (MP1) para as campanhas 1 e 2. As estimativas de MP2 (multicaminho para a portadora L2) não são apresentadas neste trabalho, mas a título de informação, elas apresentaram as mesmas características que as de MP1. Primeiramente pode ser observado que tanto na campanha 1 quanto na 2 a estação EBBM apresenta grande ruído na estimativa de MP1. Isso foi motivado pelo fato do marco de referência estar localizado no nível do chão e próximo de obstruções que causam ruídos nos sinais GNSS.

No caso da estação EBPI na primeira campanha as estimativas de MP1 são similares às da estação ITAI. Contudo na campanha 2 aparecem duas anomalias, uma próxima a época 790 e outra por volta da época 840. Isso deve ter ocorrido devido as chuvas durante a campanha 2, e por que o marco está em local suscetível a sofrer com ruídos nos sinais GNSS. Como pode ser observado apesar do problema das chuvas na maior parte do tempo as estimativas de MP1 ficaram dentro de valores equiparáveis aos da estação ITAI. Provavelmente estes resultados (estimativas de MP1) são influenciados pelo fato dos receptores Leica utilizarem técnicas de suavização das observáveis. Estas técnicas, em condições favoráveis (sem obstruções e chuva), afetam positivamente (eliminam pequenos ruídos) as observações. Mas como poderá ser observado nos resultados do processamento das observáveis para posicionamento, a aplicação desta técnica em condições

desfavoráveis, provocou um encobrimento de problemas. Estes problemas não puderam ser detectados no controle de qualidade utilizando o programa TEQC, porém resultaram em soluções de posicionamento problemáticas.

Figura 4.3 - Estimativas de multicaminho na portadora L1 para as estações EBBM, EBPI e ITAI na campanha 1 (dia do ano 169).

Figura 4.4 - Estimativas de multicaminho na portadora L1 para as estações EBBM, EBPI e ITAI na campanha 2 (dia do ano 288)

4.6 PROCESSAMENTO DOS DADOS DAS QUATRO CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GNSS

Como exposto na sessão 4.3.1 o programa escolhido para a realização do processamento foi o BERNese. Neste programa, em cada fase do processamento estão disponíveis parâmetros estatísticos que necessitam ser avaliados para definir a aceitação ou rejeição dos resultados. Justamente por esse motivo foi necessário realizar diversos processamentos para que fossem definidos os parâmetros e modelos a serem utilizados para o caso específico desta pesquisa. Considerando estes fatores, para os testes de processamento, inicialmente foram definidos os seguintes parâmetros básicos:

- estação de referência (fixa): ITAI;
- sistema de referência: SIRGAS2000;
- máscara de elevação de 10°;
- órbitas utilizadas: precisas do IGS;
- método de posicionamento relativo estático;
- taxa de amostragem (intervalo entre épocas) de 5 segundos; e
- observáveis utilizadas: L1, L1&L2, L3 e L5 (para resolução das ambigüidades).

Para escolher a melhor estratégia, estes parâmetros foram combinados e testados de várias formas, em processamentos distintos. Além disso, foram testados outros parâmetros e configurações descritos a seguir:

- métodos de formação de linhas de base: STAR, SHORTEST, OBS-MAX e DEFINED;
- suavização das observações;
- intervalo de tempo para estimação de parâmetros da troposfera;
- uso de modelo global da ionosfera;
- limite para detecção de grandes resíduos (*outliers*).

Após comparação dos diversos processamentos realizados, concluiu-se que os melhores resultados, para as condições da Rede Itaipu, foram obtidos com a

utilização dos seguintes parâmetros e configurações:

- estação de referência (fixa): ITAI;
- máscara de elevação de 10°;
- órbitas utilizadas: precisas do IGS;
- método de posicionamento relativo estático;
- taxa de amostragem (intervalo entre épocas) de 5 segundos;
- observável utilizada: L1;
- observável utilizada na solução da ambigüidade: L1;
- método de formação de linhas de base: SHORTEST;
- intervalo de tempo para estimação de parâmetros da troposfera: 1h; e
- limite para detecção de grandes resíduos (*outliers*): 0,0030 m.

Mesmo depois de escolhidos todos os parâmetros a serem utilizados no processamento, sessões de dados de alguns pontos apresentavam resultados discrepantes em relação às demais sessões. Então foi necessário realizar refinamentos e exclusão destas sessões para se conseguir alcançar o resultado final.

Apesar dos melhores resultados atingidos terem sido os que utilizaram a formação de linhas de base com o método SHORTEST, o método utilizado na solução final foi o DEFINED. Isto por que utilizando este método é possível escolher efetivamente quais linhas de base seriam processadas. Desta forma foi possível realizar a interconexão entre os diversos pontos da rede para no momento do ajustamento se obter um resultado homogêneo com boa conformação geométrica. Contudo, antes do processamento com este método foram executados dois outros processamentos, um utilizando o método de formação de vetores SHORTEST e o outro com o método STAR. Este procedimento auxilia na detecção de problemas com os dados dos pontos que estão sendo processados. Desta maneira, caso uma determinada sessão de observação, para qualquer um dos pontos envolvidos, apresente problemas utilizando as duas técnicas anteriores, a mesma tem grande chance de realmente estar ruim. Desta forma no processamento final (com método DEFINED) se a respectiva sessão apresentar problema a mesma será definitivamente eliminada da solução.

Para cada sessão foram escolhidos vetores independentes, que seriam

utilizados posteriormente no ajustamento de rede. Cabe ressaltar que o BERNESSE apenas permite no processamento de cada sessão, a solução para vetores independentes. Por este motivo foram escolhidos vetores independentes, de forma que ao final a Rede Itaipu fosse formada por várias interconexões entre os pontos, favorecendo a geometria e rigidez da rede. Para auxiliar na escolha dos vetores que comporiam a rede foi utilizada a Triangulação de Delaunay, que forneceu configurações de vetores com boa conformidade e homogeneidade geométrica, ou seja vetores com dimensões mais equânimes possíveis, e que consequentemente fornece indicações de erros em ppm, mais homogêneas.

A verificação da qualidade das soluções geradas pelo BERNESSE foi realizada com base na comparação das coordenadas calculadas dos pontos para cada sessão. Esta comparação foi obtida com o emprego do programa COMPAR. A análise e refinamento das soluções das 4 campanhas serão apresentadas no item 5.1. A estratégia geral do processamento é apresentada no diagrama da Figura 4.5.

Cabe lembrar que a única estação com coordenadas conhecidas era ITAI, que foram determinadas pelo IBGE e integradas ao SGB. Para que fosse possível utilizar os pontos EBBM, EBPI e EBPY, como estações de referência, foi necessário determinar coordenadas para os mesmos. Com isso, antes dos processamentos da rede Itaipu foi necessário processar as observações, somente destes pontos. Utilizou-se para isso os dados das 3 primeiras campanhas, pois eram as observações disponíveis no momento desta atividade. Posteriormente estas três soluções de processamento foram combinadas em um único ajustamento para determinar as coordenadas que seriam adotadas como injunções para os pontos EBBM, EBPI e EBPY.

Vale indicar que o tempo gasto com testes, refinamentos e solução final dos processamentos foi de aproximadamente 400 horas.

Finalizando este item cabe apresentar os programas e seqüência de execução utilizados no processamento da rede de referência e da Rede Itaipu, para as 4 campanhas de observação GNSS. Para isto é apresentada a Tabela 4.9.

Figura 4.5 - Diagrama com a estratégia aplicada no processamento de dados GNSS.

Tabela 4.9 - Descrição dos programas do BERNESE e seqüência utilizada nos processamentos.

Etapas	Programa	Função
1	POLUPD	Gerar o arquivo de Polo com os parâmetros de rotação da Terra.
2	PRETAB	Criar o arquivo das órbitas Tabulares.
3	ORBGEN	Criar os arquivos de órbita padrão utilizados pelo Bernese.
4	RXOBV3	Converter os dados do formato RINEX para o formato do Bernese.
5	CODSPP	Calcular as correções dos relógios dos receptores, sincroniza-os e calcular as coordenadas aproximadas das estações.
6	SNGDIF	Criar os arquivos das linhas de base (vetores).
7	CRDMERGE	Inserir as coordenadas da estação fixa no arquivo de coordenadas.
8	MAUPRP	Analisar observações de fase para detectar e corrigir perdas de ciclo, caso contrário inserir parâmetro de nova ambigüidade. Calcular coordenadas mais refinadas com base na simples diferença de fase.
9	GPSEST	Realizar processamento com base na dupla diferença. Gerar arquivos dos resíduos das observações. Calcular coordenadas mais refinadas que o MAUPRP
10	RESRMS	Realizar detecção de <i>outliers</i> .
11	SATMRK	Marcar as observáveis com problemas.
12	GPSEST	Solucionar as ambigüidades.
13	GPSEST	Calcular a solução final utilizando as ambigüidades solucionadas na etapa anterior.
14	COMPAR	Comparar as soluções de cada sessão apresentando a repetibilidade das coordenadas, num sistema geodésico local, com seus respectivos RMS.

4.7 CONVERSÃO DOS RESULTADOS DO BERNESE PARA FORMATO DE ENTRADA DE DADOS DO MOVE3

Como exposto no item 4.3.2 o programa MOVE3 não possui uma rotina apropriada para utilizar os arquivos de resultados no formato do BERNESE, como entrada de dados. Esta dificuldade foi sanada com o desenvolvimento de um programa, designado BERN2MOV3¹², para a extração dos resultados no formato do BERNESE, e armazenamento destes dados em um arquivo, formatado com um

¹² Aos interessados em utilizar o programa BERN2MOVE3, basta entrar em contato com o autor via endereço eletrônico <jardel.fazan@yahoo.com.br>.

padrão que poderia ser carregado pelo MOVE3. Por sugestão do suporte técnico da empresa Grontmij, foi utilizado o *SKI ASCII Baseline Vector format*, que é um formato utilizado pela empresa Leica Geosystems. Um exemplo deste formato é ilustrado no Quadro 4.1. Este exemplo apresenta o começo das informações do arquivo com os resultados da campanha 1 extraídos e formatados com o programa BERN2MOV3. Pode ser observado que no começo de cada linha são utilizados diversos códigos que identificam as seguintes informações:

- @% - Informações de cabeçalho;
- @4 - Linhas com comentários;
- @+ - Identificador da estação origem da linha de base e suas coordenadas X, Y e Z;
- @- - Identificador da estação que completa a linha de base e suas componentes ΔX , ΔY e ΔZ ; e
- @= - Informações da MVC triangular superior, sendo o primeiro valor igual ao $\hat{\sigma}_0^2$.

```
@%Unit:                m
@%Coordinate type:     Cartesian
@%Reference ellipsoid:  GRS 1980
@4
@4  CP11691F.CRD  CP11691.BSL  CP11691F.COV
@4
@+ITAI                3340128.1307   -4697983.6867   -2721315.4996
@-PRP5                 398.0565       -117.5355        679.1931
@=  0.0016  0.0285889159 -0.0417082291 -0.0247511183  0.0679620951  0.0392594331  0.0253411582
@+ITAI                3340128.1307   -4697983.6867   -2721315.4996
@-PRP1                 -291.7941       -240.4443         89.7877
@=  0.0016  0.0395128123 -0.0580291548 -0.0347257983  0.0929588313  0.0544308171  0.0349728246
@+PRP5                 3340526.1872   -4698101.2222   -2720636.3065
@-EBPI                 1672.5583        2644.6617       -2584.6931
@=  0.0016  0.0495374116 -0.0725346370 -0.0432847722  0.1163176410  0.0671864156  0.0422814214
@+PRP5                 3340526.1872   -4698101.2222   -2720636.3065
@-BF19                 -84.5029        -485.4104         624.9131
@=  0.0016  0.0293682586 -0.0429908814 -0.0254312126  0.0700975875  0.0403918486  0.0259810036
@+PRP1                 3339836.3366   -4698224.1310   -2721225.7119
@-B_A7                 -387.3049        -667.8151         528.7404
@=  0.0016  0.0396403183 -0.0575027334 -0.0345620766  0.0914986589  0.0536082070  0.0346467714
.
.
.
```

Quadro 4.1 - Exemplo de parte de um arquivo de dados no formato *SKI ASCII Baseline Vector format*.

Por sua vez os resultados, de cada sessão processada no BERNESE, são armazenados em 2 arquivos distintos. Em um destes arquivos estão as coordenadas determinadas para os pontos envolvidos naquela sessão (Quadro 4.2). Esses pontos possuem uma FLAG “P” (Posicionamento), enquanto a estação de referência tem uma FLAG “F” (Fixa).

RESOLUÇÃO FINAL DA SESSÃO 1691					31-JAN-09 20:06

LOCAL GEODETIC DATUM: ITRF00			EPOCH: 2007-06-18 14:41:05		
NUM	STATION NAME	X (M)	Y (M)	Z (M)	FLAG
1	BD38	3339863.6941	-4698961.6414	-2720072.6941	
2	BF19	3340441.6843	-4698586.6326	-2720011.3934	P
3	BI23	3341092.3866	-4698029.8712	-2720170.2129	
4	BK32	3341781.3377	-4696900.8070	-2721264.1869	
5	B_A7	3339449.0317	-4698891.9461	-2720696.9715	P
6	B_H8	3340730.6896	-4698339.3929	-2720082.9378	
7	B_K7	3341360.5599	-4697772.7209	-2720280.3449	
8	EBBM	3338475.3002	-4699383.7615	-2721043.0841	P
9	EBPI	3342198.7455	-4695456.5605	-2723220.9996	P
10	EBPY	3342436.8209	-4699544.8039	-2715925.7995	P
11	ITAI	3340128.1307	-4697983.6867	-2721315.4996	F
12	PRP1	3339836.3366	-4698224.1310	-2721225.7119	P
13	PRP2	3340214.6873	-4698078.7534	-2721045.6813	
14	PRP3	3340324.3434	-4698198.7128	-2720701.3221	
15	PRP4	3340022.7907	-4698680.8378	-2720162.3461	
16	PRP5	3340526.1872	-4698101.2222	-2720636.3065	P
17	PRP6	3340461.7686	-4698297.2922	-2720294.1359	
18	PRP7	3340590.4599	-4698148.8268	-2720446.0241	

Quadro 4.2 - Exemplo de parte do conteúdo de um arquivo com coordenadas determinadas com o BERNESE.

Em conjunto com estas informações também é preciso saber quais foram as linhas de base realmente processadas, para no momento de gerar o arquivo de dados para o MOVE3, as mesmas sejam montadas corretamente. Esta informação é obtida no arquivo de controle do programa SGNDIF, que informa as linhas de base utilizadas no processamento (Quadro 4.3).

ITAI	PRP1
ITAI	PRP5
PRP5	BF19
PRP5	EBPI
BF19	EBPY
PRP1	B_A7
B_A7	EBBM

Quadro 4.3 - Exemplo do conteúdo de um arquivo com as linhas de base predefinidas para o programa SGNDIF.

No segundo arquivo com resultados estão presentes as informações da MVC das coordenadas ajustadas no processamento (Quadro 4.4).

RESOLUÇÃO FINAL DA SESSÃO 1691				31-JAN-09 20:06

UPPER TRIANGULAR PART OF VARIANCE-COVARIANCE MATRIX FOR COORDINATES/VELOCITIES:				

RMS OF UNIT WEIGHT: 0.0016 # OBS: 72713 # UNKNOWNNS: 53				
STATION 1	XYZ	STATION 2	XYZ FLG	MATRIX ELEMENT
B_A7	X	B_A7	X	0.3964031833D-01
B_A7	Y	B_A7	X	-0.5750273339D-01
B_A7	Y	B_A7	Y	0.9149865889D-01
B_A7	Z	B_A7	X	-0.3456207659D-01
B_A7	Z	B_A7	Y	0.5360820698D-01
B_A7	Z	B_A7	Z	0.3464677142D-01
EBBM	X	B_A7	X	0.2631880929D-01
EBBM	X	B_A7	Y	-0.3812916203D-01
.				
.				
.				
EBPI	Z	EBPI	Y	0.6718641559D-01
EBPI	Z	EBPI	Z	0.4228142140D-01

Quadro 4.4 - Exemplo do conteúdo de um arquivo com a MVC das coordenadas determinadas com o BERNESE.

4.8 AJUSTAMENTO DE REDE NO PROGRAMA MOVE3

Como exposto anteriormente, para cada uma das campanhas foram realizadas ao menos 3 sessões de observação por ponto da rede. Desta forma foi possível determinar várias soluções de coordenadas e suas respectivas MVC para cada ponto, além das várias interconexões entre os pontos da rede, por campanha. Por fim foi necessário determinar solução única e homogênea de coordenadas e MVC para os pontos da rede para cada campanha. Neste momento foi necessário aplicar o ajustamento de rede pelo MMQ de maneira a obter esta solução única e homogênea.

O procedimento descrito aqui foi adotado para o ajustamento vetorial de rede no MOVE3, das 4 campanhas de observação e também para ajustar as coordenadas dos marcos EBBM, EBPI e EBPY. Neste caso somente a estação ITAI foi injuncionada. Para o ajustamento da Rede Itaipu foram injuncionadas as estações ITAI, EBBM, EBPI e EBPY.

O primeiro passo foi criar um projeto para a campanha a ser ajustada e definir os parâmetros a serem usados no ajustamento. Em seguida eram importadas as observações da rede (vetores e MVC). Para evitar erros de digitação das coordenadas e dos desvios padrão das estações injuncionadas, estas informações também eram importadas de um arquivo. Neste momento todas as informações necessárias para o ajustamento estavam disponíveis. Mas antes era realizada uma avaliação da qualidade dos dados com a aplicação do ajustamento livre.

Por motivos de facilidade de implementação o MOVE3 foi desenvolvido para fixar uma estação para cancelar a singularidade da matriz A. Desta forma este programa não executa o ajustamento livre da forma como é definido, mas cumpre a mesma finalidade.

Na execução do ajustamento livre é possível avaliar a qualidade das observações e a ocorrência de *outliers* e de erros grosseiros. Isto é possível por meio da aplicação de testes estatísticos que utilizam como parâmetros os valores do nível de significância (α), a potência do teste (β) e a variância *a priori* (σ_0^2).

Na primeira execução do ajustamento livre a variância a priori era arbitrada em 1, e no final era aplicado o teste global (teste F). Caso ocorresse a rejeição do

teste, era analisado se a proporção entre o desvio padrão individual das observações e o RMS calculado no COMPAR (RMS/σ) era condizente com a variância *a posteriori* ($\hat{\sigma}_0^2$), por meio da equação:

$$RMS/\sigma \cong \sqrt{\hat{\sigma}_0^2} \quad (4.1)$$

Em caso positivo utilizava-se a $\hat{\sigma}_0^2$ como fator de compensação (escalonamento) da MVC das observações.

O fato de $\hat{\sigma}_0^2 > \sigma_0^2$ ocorre devido ao alto grau de otimismo dos resultados obtidos com o processamento no BERNESSE. A determinação de coordenadas no BERNESSE atinge precisões da ordem de 0,1 mm e a comparação da repetibilidade das soluções demonstram precisão da ordem de milímetros. Ou seja, algo em torno de 10 a 15 vezes maior.

Após essa análise e correção do modelo (eq. (2.72)), o ajustamento livre novamente era executado. Neste momento verificava-se que as precisões dos parâmetros se apresentam mais realistas. Caso o Teste F indicasse rejeição do ajustamento novamente, era avaliado se o teste *w* (*data snooping*) indicava a presença de *outliers*. Em caso positivo, deste ponto em diante era iniciada a eliminação de *outliers*, um por vez e em seguida executava-se novamente o ajustamento livre. Ao final da eliminação de *outliers* o Teste F indicava a aceitação do ajustamento.

Com o ajustamento livre aceito no Teste F e com a devida detecção e eliminação de *outliers*, a próxima etapa era a execução do ajustamento convencional propriamente dito. Para a execução do ajustamento final foi escolhido o método de Pseudo Injunção. Neste método as coordenadas dos pontos de injunção não se alteram, porém ocorre propagação das suas variâncias aos pontos da rede que estão sendo determinados. A estratégia de ajustamento de rede empregada está expressa no diagrama da Figura 4.6.

Assim como no processamento, a escolha dos parâmetros e valores utilizados nos testes estatísticos aplicados no ajustamento foi baseada em diversos testes. Esses testes permitiram escolher os parâmetros para o nível de significância ($\alpha = 0,01$) e a potência do teste ($\beta = 0,80$), condizentes com a qualidade das

observações disponíveis.

A formação geométrica da rede, resultados do ajustamento e análises, para cada campanha serão apresentados no capítulo 5.

Figura 4.6 - Diagrama com a estratégia aplicada no ajustamento de rede.

A fase de testes, refinamentos e solução final dos ajustamentos desenvolvidos totalizaram algo em torno de 50 horas.

4.9 ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS COM APLICAÇÃO DE TESTES ESTATÍSTICOS

Com as soluções de coordenadas e MVC dos pontos da rede, advindas do ajustamento vetorial de rede, para cada uma das quatro campanhas, a próxima etapa foi a análise para detectar deslocamentos. Cabe salientar que foram gerados 2 ajustamentos para cada campanha. No primeiro ajustamento foram obtidas as coordenadas geodésicas elipsoidais ϕ (latitude), λ (longitude) e h (altitude elipsoidal), e no segundo as coordenadas geodésicas cartesianas X , Y e Z .

Primeiro foram analisadas as diferenças de coordenadas ϕ , λ e h , para se poder verificar as diferenças planimétricas e altimétricas, e aplicar a AG. Em seguida foi aplicado o TCG para a verificação de deslocamento de cada ponto e da rede, de forma tridimensional (TCG 3D), bidimensional (TCG 2D) e unidimensional (TCG 1D).

Para automatizar a aplicação dos testes foram desenvolvidas rotinas para o programa MATLAB (*MATrix LABoratory*). Estas rotinas utilizam os arquivos de relatório e resultados do MOVE3, além de calcular diretamente o valor crítico de $F_{\alpha,h,r}$. A seleção dos arquivos é feita de forma gráfica (Figura 4.7). Estas características foram agregadas às rotinas para que não ocorressem erros de digitação de valores e permitissem um processo rápido e mais automatizado possível dos testes. Ao final da aplicação dos testes as rotinas geram arquivos com os resultados, onde também estão disponíveis informações dos arquivos com os dados de origem utilizados. Vale indicar que o tempo utilizado para o desenvolvimento de rotinas e programas para facilitar a aplicação de testes e conversões de formatos foi de aproximadamente 120 horas.

A combinação das campanhas para a aplicação dos testes seguirá o esquema apresentado na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Esquema da combinação das campanhas para aplicação da AG e do TCG.

-	Campanha 2	Campanha 3	Campanha 4
Campanha 1	X	X	X
Campanha 2		X	X
Campanha 3			X

Figura 4.7 - Desenvolvimento e aplicação do TCG no MATLAB.

4.9.1 Análise geométrica de deslocamento

Durante o desenvolvimento deste trabalho, após realizar as primeiras análises, foi proposto que antes mesmo da aplicação do TCG seria possível obter uma indicação dos prováveis pontos que sofreram deslocamentos, por meio de uma análise geométrica simples. Por este motivo o método proposto será denominado de Análise Geométrica (AG). Esta análise pode ser conduzida comparando a diferença de coordenadas calculadas entre duas épocas distintas e confrontando tal valor com a soma dos seus respectivos desvios padrão.

Tomando-se como referência uma coordenada X^{13} determinada em duas épocas, o processo é conduzido calculando-se primeiro a diferença de coordenadas

¹³ Neste caso a coordenada X representa de forma genérica qualquer tipo de coordenada seja ela cartesiana (X, Y, Z), elipsóidica (ϕ , λ , h), ou topográfica (E, N, U).

da seguinte maneira:

$$\Delta_x = X_j - X_i \quad (2.86)$$

onde:

Δ_x : diferença de uma coordenada entre as épocas i e j ;

X_i : coordenada na época i ; e

X_j : coordenada na época j .

Após o cálculo da diferença de coordenadas realizam-se as seguintes comparações:

$$|\Delta_x| \leq \sigma_{x_i} + \sigma_{x_j} \quad (2.87)$$

que indica provável falta de deslocamento ou

$$|\Delta_x| > \sigma_{x_i} + \sigma_{x_j} \quad (2.88)$$

que indica provável deslocamento

onde

$|\Delta_x|$: módulo, ou valor absoluto da diferença das coordenadas;

σ_{x_i} : desvio padrão da coordenadas na época i ; e

σ_{x_j} : desvio padrão da coordenadas na época j .

Para ilustrar o embasamento desta análise é apresentada a Figura 2.46, onde o desvio padrão está representado como $\pm \sigma$.

Figura 4.8 - Esquema da análise geométrica de coordenadas determinadas em duas épocas.

Observando a Figura 2.46 é possível constatar que para o Ponto 1 a diferença de coordenadas entre as 2 épocas é menor que a soma dos desvios padrão, estando $|\Delta_x|$ compreendida entre o intervalo denotado por $\sigma_{x_i} + \sigma_{x_j}$, o que provavelmente indica que não ocorreu deslocamento. Enquanto isso para o Ponto 2 o valor de $|\Delta_x|$ ultrapassa em δ_x o intervalo de $\sigma_{x_i} + \sigma_{x_j}$. Neste caso provavelmente ocorreu deslocamento do ponto entre as épocas.

Vale destacar que esta análise é realizada considerando 68,27% de probabilidade, que representa σ (um desvio padrão). Caso se tenha interesse pode-se realizar a mesma análise aplicando-se probabilidades diferentes 95% ($1,96\sigma$), 99% ($2,576\sigma$), etc.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados do processamento, ajustamento e análise de deslocamentos da rede Itaipu. Com base na metodologia descrita no capítulo 4 serão discutidos detalhes de como estes resultados foram alcançados.

5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DOS DADOS GNSS

Ao final de cada fase do processamento o programa BERNESSE gera arquivos contendo diversas informações e resultados estatísticos, que permitem analisar a qualidade dos resultados. Com isso a etapa de análise dos resultados começa durante o processamento de cada sessão, que permite controlar cada fase do mesmo e detectar possíveis problemas. No final do processamento de duas ou mais sessões, onde existe redundância de soluções de coordenadas para os pontos envolvidos é possível realizar uma comparação dos resultados com auxílio do programa COMPAR. Também ao final do processamento de todas as sessões de uma mesma campanha de observação foi realizada uma análise final comparando os resultados de todas as sessões. Entre os resultados fornecidos pelo COMPAR estão as comparações das coordenadas e das linhas de base (vetores), além da média, desvio padrão e RMS das coordenadas das estações envolvidas no processamento. Com isso é possível pré-avaliar se o futuro ajustamento de rede pelo MMQ oferecerá bons resultados. Contudo, somente uma análise detalhada dos resíduos e a aplicação de testes estatísticos podem confirmar a qualidade do resultado do ajustamento.

5.1.1 Resultados da campanha 1

Aplicando a estratégia definida no capítulo 4, foi realizada ao final do processamento de todas as sessões, uma comparação geral, das soluções. No Quadro 5.1 está apresentado a parte do resultado do COMPAR, com a comparação das coordenadas do resultado do primeiro processamento da campanha 1. Em **negrito** estão destacados os valores de RMS (desvio padrão da média das médias) e diferenças de coordenadas, com relação à media dos resultados, que apresentam problemas para cada ponto e sessão, respectivamente.

A partir do resultado do COMPAR, as sessões com pontos que apresentam problemas foram confrontadas com as mesmas sessões das comparações realizadas aplicando a formação de vetores utilizando os métodos SHORTEST e STAR. Caso a sessão, do ponto com problema, apresente o mesmo comportamento nos três tipos de solução, a mesma é eliminada. Caso não ocorresse o mesmo comportamento problemático entre os três tipos de solução, eram verificadas a conexões de vetores para o ponto, na sessão com problema. Em seguida era utilizada outra configuração de vetores para tentar sanar o problema. Para cada avaliação era escolhida a sessão que apresentava o problema mais significativo (com o maior valor de RMS). Após esses procedimentos o processamento era refeito e reavaliado.

Esse processo de refinamento foi aplicado até que os valores de RMS e diferenças de coordenadas atendessem as precisões nominais dos receptores utilizados, ou seja, $\pm(5\text{mm}+1\text{ppm})$ em planimetria e $\pm(10\text{mm}+1\text{ppm})$ em altimetria (Quadro 5.2).

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																	
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																	
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	BF19	6	N	1.6	-1.4	0.7	-1.7	1.0					-2.7	0.1			
			E	1.0	1.3	-0.7	-0.9	0.2					0.5	1.3			
			U	4.1	-6.2	-2.8	-2.8	-1.3					5.2	1.5			
5	B_A7	4	N	3.1	0.8	1.4									-1.1	-4.9	
			E	1.1	1.0	-0.6									-1.0	1.0	
			U	5.9	-4.3	2.2									-4.8	7.6	
8	EBBM	13	N	1.9	0.3	0.1	-2.1	1.9	0.7	-1.3	2.0	-0.1	-2.8	-0.0	0.5	-4.2	2.0
			E	1.3	0.9	-1.9	1.1	1.7	-1.3	-0.9	0.9	-2.1	-0.3	0.8	-0.4	0.8	-1.0
			U	5.7	-1.4	6.0	10.6	0.8	2.7	-9.7	-6.2	-4.2	-3.6	-3.3	0.3	1.0	-7.6
9	EBPI	13	N	2.0	-2.9	1.1	-1.4	1.0	2.0	-1.0	-1.7	3.7	-2.1	-0.4	1.5	-1.8	-1.9
			E	2.6	2.0	-1.8	-0.2	0.4	-3.9	0.0	0.4	-4.7	-0.9	0.8	-1.9	-0.2	5.5
			U	8.6	-9.5	0.5	-8.2	7.1	13.0	-3.6	7.4	-8.0	-8.7	7.6	5.2	-13.1	7.5
10	EBPY	13	N	3.7	-1.8	0.6	-2.7	-0.7	-2.1	-3.9	7.2	5.0	-2.0	-1.0	-2.6	-3.0	5.7
			E	2.4	0.6	0.7	1.3	0.1	-3.8	2.9	-2.3	-3.7	2.3	2.4	-1.6	1.9	-3.1
			U	9.7	0.9	-4.9	2.5	6.9	-4.2	11.3	-17.8	5.1	14.4	6.1	5.0	7.0	-15.3
11	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	5	N	2.4	-1.5	-0.0					3.8	1.8					1.6
			E	1.6	0.2	-2.8					0.3	-1.0					0.8
			U	4.4	-1.0	3.0					-0.7	-7.9					-2.2
13	PRP2	7	N	2.8	1.6	3.1	-3.6	0.1		-4.6	0.5	-0.0					
			E	0.8	1.4	-0.2	-0.3	0.1		0.7	0.3	-1.1					
			U	14.7	-22.1	-21.3	3.9	10.9		5.2	10.3	9.2					
16	PRP5	4	N	2.4	-1.0	1.3	-3.7	-0.8									
			E	2.0	-0.4	-1.8	2.1	2.1									
			U	6.0	-4.4	0.4	4.5	8.2									
3	BI23	4	N	1.7			-2.1	-0.1	-1.2	-1.7							
			E	2.2			-0.8	0.1	-2.1	3.1							
			U	7.2			-1.4	2.1	5.6	10.8							
15	PRP4	5	N	1.9			-1.6		-1.6	-1.9			-2.4	-0.4			
			E	1.1			1.2		-1.0	0.7			1.0	1.1			
			U	11.8			10.9		-15.1	8.3			9.7	-6.9			
4	BK32	3	N	2.2					-0.7	-2.7							1.5
			E	3.4					-3.5	1.2							2.9
			U	8.7					10.8	6.0							0.3
17	PRP6	4	N	2.1					0.9	-3.2	1.6	0.2					
			E	0.8					-1.1	-0.3	0.2	-0.8					
			U	2.1					-0.8	2.9	0.2	2.1					
1	BD38	4	N	2.3							1.9	-0.6			1.6	-3.1	
			E	0.8							-0.3	-0.9			-0.6	0.8	
			U	7.1							-6.0	-2.2			2.3	10.2	
6	B_H8	4	N	1.9							2.1	0.5			-0.4	-2.4	
			E	0.6							-0.1	-0.9			-0.3	-0.3	
			U	5.0							0.5	-2.0			0.4	8.5	
7	B_K7	3	N	3.0									-3.3	0.1			2.6
			E	1.4									-0.4	1.5			1.3
			U	28.2									-12.7	-15.6			34.4
14	PRP3	5	N	2.5									-3.4	0.2	0.3	-3.0	1.9
			E	1.2									1.0	1.3	-1.1	1.3	0.0
			U	4.1									-1.6	-2.5	3.2	-0.4	6.9
18	PRP7	5	N	2.5									-3.1	0.2	0.3	-3.3	2.2
			E	0.9									0.3	1.4	-0.6	0.8	0.7
			U	2.7									2.0	3.0	-0.7	1.7	3.7
1																	
RMS OF UNIT WEIGHT FOR GPS SINGLE DIFF. OBSERVABLES: 0.0025																	
(RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0277)																	

Quadro 5.1 - Comparações das coordenadas resultantes do primeiro processamento da campanha 1, realizadas com o programa COMPAR.

1

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)

RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM

NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13

2	BF19	6	N	1.6	-1.3	0.7	-1.5	1.2					-2.5	0.3			
			E	1.0	1.3	-0.7	-0.9	0.2					0.5	1.2			
			U	4.2	-6.6	-2.8	-2.8	-1.3					5.1	1.4			
5	B_A7	4	N	3.0	0.8	1.3									-1.1	-4.9	
			E	1.1	1.0	-0.7									-1.2	0.9	
			U	5.9	-5.0	1.6									-5.5	6.9	
8	EBBM	13	N	2.0	0.3	0.0	-2.2	1.9	1.4	-1.3	2.1	-0.2	-2.8	-0.0	0.5	-4.2	2.2
			E	1.2	0.8	-1.9	1.0	1.7	-1.0	-0.9	0.8	-2.2	-0.4	0.7	-0.5	0.7	-1.0
			U	6.1	-2.7	4.7	9.4	-0.5	6.7	-10.9	-4.8	-5.5	-4.9	-4.5	-0.9	-0.2	-8.0
9	EBPI	13	N	1.9	-2.9	1.2	-1.4	1.0	2.0	-1.0	-0.6	3.7	-2.1	-0.4	1.5	-1.8	-2.0
			E	2.6	2.3	-1.6	-0.0	0.6	-3.6	0.2	-1.4	-4.6	-0.7	1.0	-1.7	-0.0	5.6
			U	8.8	-9.9	0.4	-8.7	6.6	13.0	-4.1	9.7	-8.6	-9.2	7.0	4.6	-13.6	5.2
10	EBPY	11	N	2.5	-1.4	1.0	-2.1	-0.1	-1.6	-3.4		5.5	-1.5	-0.4	-2.0	-2.5	
			E	2.3	0.2	0.2	0.8	-0.4	-4.2	2.4		-4.2	1.8	1.9	-2.1	1.4	
			U	5.9	-2.8	-8.7	-1.0	3.5	-7.0	7.9		1.6	11.0	2.6	1.6	3.6	
11	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	5	N	2.2	-1.8	-0.4					3.5	1.5					1.3
			E	1.7	0.1	-3.1					0.2	-1.2					0.7
			U	3.8	-0.1	3.0					0.5	-7.0					-0.6
16	PRP5	4	N	2.4	-1.0	1.3	-3.7	-0.7									
			E	2.0	-0.4	-1.9	2.0	2.0									
			U	5.9	-5.1	0.1	4.1	7.8									
3	BI23	4	N	1.4			-1.7	0.3	-0.9	-1.3							
			E	2.2			-0.9	0.0	-2.2	3.0							
			U	6.1			-3.1	0.5	4.1	9.2							
13	PRP2	5	N	2.4			-2.1	1.6		-3.0	2.1	1.5					
			E	0.7			-0.4	0.0		0.6	0.2	-1.2					
			U	3.1			-4.3	2.7		-3.0	1.8	1.0					
15	PRP4	4	N	2.1			-1.7			-1.9			-2.5	-0.5			
			E	1.3			1.3			0.9			1.1	1.2			
			U	9.0			8.4			5.7			7.1	-9.4			
4	BK32	3	N	2.1					-0.5	-2.5							1.6
			E	3.3					-3.3	1.5							3.0
			U	7.0					8.9	3.7							-2.4
17	PRP6	4	N	2.1					1.1	-2.8	2.0	0.6					
			E	0.9					-1.2	-0.3	0.1	-0.9					
			U	1.8					-2.4	1.2	-1.6	0.4					
1	BD38	4	N	2.3							1.7	-0.6			1.6	-3.1	
			E	0.8							-0.3	-0.8			-0.6	0.8	
			U	6.7							-6.0	-3.1			1.3	9.3	
6	B_H8	4	N	1.9							2.4	0.7			-0.2	-2.2	
			E	0.7							-0.2	-1.0			-0.4	-0.4	
			U	4.6							-1.7	-3.8			-1.4	6.6	
7	B_K7	2	N	3.0									-2.9	0.5			
			E	1.7									-0.2	1.7			
			U	2.1									1.2	-1.7			
14	PRP3	5	N	2.4									-3.3	0.3	0.4	-2.9	2.0
			E	1.2									1.0	1.4	-1.1	1.3	0.0
			U	4.0									-2.1	-3.0	2.7	-0.9	6.7
18	PRP7	5	N	2.4									-2.9	0.4	0.5	-3.1	2.4
			E	1.0									0.3	1.4	-0.6	0.8	0.7
			U	1.8									0.9	1.8	-1.8	0.6	2.2

Quadro 5.2 - Comparações das coordenadas resultantes do processamento final da campanha 1, realizadas com o programa COMPAR.

5.1.2 Resultados da campanha 2

Como foi exposto no item 4.4.2 a campanha 2 foi afetada pela ocorrência de chuva. Isso prejudicou consideravelmente as observações tornando-as mais ruidosas e afetando as soluções por sessão e consequentemente a solução final. Os pontos mais afetados foram os marcos EBBM, EBPI, EBPY e PRP4, que estão em locais que apresentam fatores propícios a ruídos nas observações GNSS, sendo que em momentos de chuva essas condições são potencializadas¹⁴. Isso pode ser constatado no Quadro 5.3, onde são apresentadas as comparações entre as sessões para o primeiro processamento desta campanha, onde foram utilizados todos os dados disponíveis.

O processo de refinamento aplicado para obter a solução final para esta campanha foi o mesmo descrito no item 5.1.1. Contudo, vale ressaltar que a dificuldade na análise, gasto computacional e tempo utilizado foi muito superior. Foram necessários 18 reproprocessamentos contra 5 da campanha 1, além do número de dados excluídos ter sido maior (em torno de 2 vezes). Apesar de tudo isso os valores finais de RMS não apresentaram a mesma qualidade que os da campanha 1, mesmo assim, estavam dentro da precisão nominal dos receptores (Quadro 5.4).

¹⁴ A variação nas densidades das camadas da atmosfera provoca refração do sinal dos satélites. A ocorrência de chuvas ou regiões com diferentes concentrações de vapor d'água, criam novas camadas. Quanto maior o número de camadas maiores o número de vezes que o sinal sofre refração. Por fim ambientes afetados pela humidade de chuva são mais propícios ao multicaminho do sinal.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																		
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																		
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	BF19	6	N	1.9	2.2	1.6	-0.2					-2.7	-1.5	0.6				
			E	2.5	-0.8	-2.3	-2.2					1.0	0.0	4.4				
			U	7.4	-5.5	1.3	-11.2					0.3	6.5	8.6				
5	B_A7	4	N	0.8	-0.8	-0.3									-0.0	1.0		
			E	2.7	-1.9	-2.6									3.1	1.4		
			U	10.7	4.8	5.2									-16.0	6.0		
8	EBBM	14	N	1.6	-0.8	-0.9	-0.4	0.3	-2.0	0.2	2.2	-3.0	-1.5	1.9	-0.0	0.2	2.6	1.3
			E	2.6	-2.6	-3.4	-5.6	-1.5	1.2	0.7	0.9	1.1	-1.5	1.6	3.6	0.7	2.6	2.1
			U	16.0	4.7	0.8	-37.6	-26.6	22.5	1.1	19.7	7.0	13.8	-1.3	0.1	2.2	-7.1	0.7
9	EBPI	14	N	178.5	-50.5	619.9	-49.6	-48.8	-32.3	-49.5	-49.5	-39.0	-52.6	-48.7	-47.5	-51.1	-50.9	-49.8
			E	1165.2	309.9	*****	317.3	313.4	308.1	316.1	313.6	278.9	314.5	319.5	314.7	314.7	316.0	311.3
			U	143.9	-46.2	494.0	-66.4	-31.0	-73.6	-49.5	-47.8	20.3	-39.8	-17.7	-22.6	-39.6	-41.4	-38.5
10	EBPY	14	N	7.8	1.4	-1.9	-4.4	2.3	-24.2	5.0	4.1	-4.4	3.2	3.3	-0.1	3.8	5.3	6.7
			E	3.5	-3.1	-0.2	-8.6	0.0	-1.0	0.3	-0.6	5.2	-1.9	5.4	3.2	0.4	1.0	-0.2
			U	21.9	-8.5	-18.0	-0.7	-23.5	39.5	-9.8	6.7	51.3	-6.3	13.9	-20.4	-4.4	-15.7	-4.2
11	ITAI	14	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	6	N	1.8	-1.5	-2.6				0.4	2.5						0.4	0.7
			E	1.9	-2.8	-2.0				0.7	1.4						2.0	0.7
			U	2.8	4.5	-1.1				0.2	-1.2						1.6	-3.9
13	PRP2	8	N	1.7	-0.7	-0.7	-1.8	0.7	-1.7	0.2	3.7	0.3						
			E	2.3	-1.7	-1.7	-3.0	0.1	-0.8	2.9	3.5	0.7						
			U	6.5	2.4	-1.8	-8.4	-4.4	13.7	-2.8	-0.4	1.7						
16	PRP5	4	N	1.0	0.7	-0.3	-1.3					0.9						
			E	0.6	0.1	-0.1	-0.7					0.7						
			U	5.0	2.1	1.5	-7.3					3.7						
3	BI23	4	N	2.0			0.5	0.6	-2.9			1.7						
			E	1.2			-1.2	-0.9	0.9			1.2						
			U	9.8			-7.7	-9.3	8.8			8.2						
15	PRP4	6	N	3.9			-0.3	2.9	-4.8			-4.5	2.5	4.1				
			E	2.1			-3.1	1.0	0.0			-0.4	-0.8	3.3				
			U	23.5			-41.8	-11.7	18.8			19.1	11.8	3.8				
4	BK32	3	N	2.3				-1.9	2.6								-0.7	
			E	3.0				-1.5	-1.9								3.4	
			U	4.1				4.3	-4.0								-0.3	
17	PRP6	4	N	2.5			0.1	-3.4	0.6	2.6								
			E	2.3			-1.7	-2.1	2.4	1.5								
			U	13.5			-18.1	12.6	-2.0	7.5								
1	BD38	4	N	1.2						0.1	1.4			-1.4	-0.1			
			E	1.0						-0.7	-1.0			0.6	1.1			
			U	8.9						0.2	9.6			-11.9	2.1			
6	B_H8	4	N	2.7						1.4	3.1			-2.9	-1.5			
			E	0.8						0.8	-0.1			0.4	-1.0			
			U	9.0						1.0	11.9			-9.2	-3.7			
7	B_K7	3	N	1.6									-1.7	0.3				1.5
			E	2.6									-2.2	2.8				-0.6
			U	7.7									3.4	5.4				-8.8
14	PRP3	6	N	1.0									-1.4	-0.6	0.2	-0.4	1.5	0.8
			E	1.4									-0.9	-0.1	-2.3	0.6	1.1	1.5
			U	6.2									2.0	8.8	-3.0	-1.5	3.0	-9.4
18	PRP7	6	N	1.1									-1.7	0.2	-0.4	-0.2	0.6	1.5
			E	1.7									-2.8	1.0	-0.7	0.3	2.1	0.1
			U	12.2									8.6	17.8	-13.2	3.5	-4.7	-12.1

1																		

RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.2402																		

Quadro 5.3 - Comparações das coordenadas resultantes do primeiro processamento da campanha de 2, realizadas com o programa COMPAR.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																		
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																		
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	BF19	6	N	2.6	2.7	1.7	-0.3					-4.6	-1.0	1.6				
			E	2.4	-0.9	-2.5	-1.9					1.4	-0.1	4.1				
			U	6.2	-0.9	1.7	-6.7					-4.1	11.1	-1.0				
5	B_A7	3	N	1.1	-0.5	-0.7										1.3		
			E	1.9	-1.1	-1.1										2.2		
			U	1.3	0.0	-1.3										1.3		
8	EBBM	11	N	1.5	-1.0	-1.4		-0.8		0.1		-2.0	-1.2	2.3	0.3	0.1	2.5	1.1
			E	2.6	-3.5	-3.4		-1.9		-0.1		3.9	-2.1	0.6	3.7	-0.1	1.8	1.2
			U	5.6	4.8	-2.2		-10.5		1.2		-2.6	9.1	5.6	-1.6	2.3	-7.0	0.8
9	EBPI	9	N	1.3	-0.3			1.3		0.6	0.7		-2.5	1.5		-1.0	-0.7	0.4
			E	2.6	-4.2			-0.5		1.9	-1.6		0.6	4.1		0.6	1.9	-2.8
			U	6.8	-5.0			7.0		-8.4	-10.0		2.0	10.4		1.5	-0.3	2.7
10	EBPY	9	N	2.6	-1.5	-4.5		-1.0		2.1			0.1		-2.2	0.9	2.4	3.8
			E	2.0	-3.1	-0.6		0.2		0.3			-1.7		4.0	0.4	0.9	-0.3
			U	7.1	3.7	-0.5		-10.1		2.4			3.7		-11.4	7.8	-3.5	8.0
11	ITAI	14	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	6	N	1.8	-1.4	-2.8				0.4	2.5						0.5	0.8
			E	1.9	-2.8	-2.0				0.7	1.5						1.9	0.7
			U	3.8	3.2	5.2				-1.0	-2.6						0.3	-5.2
13	PRP2	8	N	1.8	-0.6	-0.9	-1.8	1.1	-1.6	0.3	3.7	-0.1						
			E	2.2	-1.6	-2.0	-2.8	0.1	-0.9	2.9	3.3	0.9						
			U	7.2	2.0	4.9	-9.2	-6.1	14.1	-3.2	-0.8	-1.7						
16	PRP5	4	N	1.0	1.4	-0.5	-0.9					-0.0						
			E	0.3	0.3	-0.1	-0.4					0.2						
			U	3.6	2.6	0.4	-5.2					2.2						
3	BI23	3	N	1.4			1.0		-1.6			0.6						
			E	1.1			-1.3		0.7			0.6						
			U	9.8			-11.2		6.7			4.5						
4	BK32	3	N	2.5				-2.0	2.8								-0.7	
			E	3.3				-1.2	-2.6								3.8	
			U	2.5				2.8	-1.0								-1.9	
15	PRP4	2	N	0.2					-0.2			0.2						
			E	0.3					0.2			-0.2						
			U	3.5					-2.5			2.5						
17	PRP6	3	N	3.1					-3.5	1.0	2.5							
			E	2.4					-2.6	2.0	0.6							
			U	7.8					6.9	-8.4	1.5							
1	BD38	4	N	0.8						0.1	0.9				-1.0	-0.1		
			E	1.3						-0.6	-1.5				0.9	1.2		
			U	10.1						-0.1	11.4				-13.1	1.8		
6	B_H8	4	N	2.3						1.3	2.6				-2.4	-1.6		
			E	1.0						0.9	-0.7				0.8	-1.0		
			U	9.6						0.7	12.9				-9.6	-4.0		
7	B_K7	3	N	1.6									-1.6	0.2				1.5
			E	2.5									-2.2	2.8				-0.6
			U	6.2									5.9	0.4				-6.4
14	PRP3	6	N	1.0									-1.6	0.0	0.3	-0.7	1.3	0.6
			E	1.4									-0.8	-0.2	-2.2	0.6	1.1	1.5
			U	4.5									3.7	1.5	-1.9	0.0	4.5	-7.9
18	PRP7	6	N	1.1									-1.7	-0.1	-0.2	-0.1	0.6	1.6
			E	1.6									-2.7	0.8	-0.5	0.3	2.1	0.1
			U	9.6									10.3	9.3	-11.2	5.1	-3.1	-10.4
1																		
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0039																		

Quadro 5.4 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 2.

5.1.3 Resultados da campanha 3

A campanha 3 foi a que apresentou os melhores resultados para as comparações da primeira solução de processamento (Quadro 5.5). Contudo, devido a um problema na coleta de dados na estação ITAI no dia 212 (30/07/08) somente 10 sessões utilizaram esta estação como referência. Com isso, para as sessões coletadas no dia 212 foi escolhido o ponto B_H8 como estação de referência no processamento. A escolha deste ponto foi baseada no fato do mesmo estar usando um receptor novo com melhor precisão nominal, estar em área aberta, em local alto e por ter apresentado estabilidade entre as campanhas 1 e 2. As coordenadas utilizadas para este ponto foram escolhidas de um ajustamento, da fase de testes, sendo elas:

- $X = 3340730,4302$ m;
- $Y = -4698340,3792$ m; e
- $Z = -2720081,6804$ m.

O processo de refinamento aplicado para obter a solução final para esta campanha foi o de menor trabalho e aparentemente apresentou os melhores valores finais de RMS, comparado às outras campanhas, como pode ser observado no Quadro 5.6.

No processamento das sessões do dia 212 somente foi necessário a exclusão da segunda sessão do ponto PRP2, sendo executado apenas 1 reproprocessamento. Logo, somente o resultado final está sendo apresentado no Quadro 5.7.

Como pode ser constatado nos Quadros 5.5 a 5.7 não existem resultados para os pontos PRP6 e PRP7. Devido a um problema logístico esses pontos acabaram sendo observados sempre pelo mesmo receptor de dupla frequência, que e apresentou problemas na coleta das observáveis.

Estes pontos também foram observados com o receptor de simples frequência. Mas, após um processamento da rede incluindo essas observações, constatou-se valores de RMS em torno de 5 e 6 cm na componente altimétrica, para os pontos PRP6 e PRP7. Apesar de no caso da planimetria o RMS da comparação

atingir até 2 mm, optou-se por não utilizar estes dados.

1													

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)													
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM													

NUM	STATION	#FIL C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

1	BD38	6 N	1.6	0.5	1.5	-1.8	2.1		-1.1	-1.2			
		E	0.9	-0.7	-0.8	-0.6	0.9		0.0	1.2			
		U	3.2	-2.0	4.7	-0.7	0.9		1.8	-4.7			
2	BF19	10 N	1.7	0.1	1.1	-1.9	1.7	1.7	-1.7	-1.3	-1.9	-0.3	2.5
		E	1.0	-0.4	-0.7	-0.3	0.5	-0.9	-1.0	1.0	2.1	-0.5	0.1
		U	4.5	-0.6	10.3	-5.3	-2.3	-2.3	2.1	-1.1	-1.6	4.3	-3.4
5	B_A7	4 N	1.6	-0.4	0.0	-1.8	2.2						
		E	2.5	2.1	2.2	-2.5	-1.8						
		U	5.5	-1.7	8.0	-2.0	-4.3						
6	B_H8	10 N	2.0	0.1	1.3	-2.3	2.3	1.7	-2.4	-1.3	-2.0	-0.1	2.8
		E	1.0	0.1	-0.8	-1.2	-0.1	-1.3	-0.3	1.9	1.4	-0.0	0.3
		U	4.0	-0.2	8.0	0.3	-0.7	-3.0	1.9	-0.8	-4.0	4.3	-5.8
8	EBBM	10 N	2.5	1.7	2.2	-2.0	3.6	2.4	-1.8	-2.8	-3.2	-1.5	1.5
		E	1.2	0.8	1.3	-0.3	0.7	-0.3	-2.2	-1.6	1.5	-0.4	0.5
		U	14.0	5.3	3.3	-8.8	-4.5	-16.4	-10.6	34.2	5.3	-5.9	-1.8
9	EBPI	10 N	1.7	0.8	1.6	-0.5	3.7	-1.9	-0.9	0.8	-1.8	-0.9	-1.0
		E	1.5	1.6	-0.4	0.2	-1.9	-2.1	-0.2	2.3	-1.5	1.2	0.7
		U	9.3	-3.5	15.2	14.4	3.3	-7.7	-2.7	-6.4	-7.3	5.8	-11.1
10	EBPY	10 N	2.8	-0.9	1.2	-4.0	-0.1	3.7	-2.8	-0.6	0.5	-1.8	4.9
		E	1.6	1.3	1.2	0.3	-0.3	-3.0	-0.7	1.0	1.4	1.1	-2.4
		U	7.3	9.1	12.6	-8.7	4.2	-7.0	-1.9	1.8	-7.4	2.6	-5.2
11	ITAI	10 N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	PRP2	4 N	0.8	-0.1	0.9				-1.0	0.2			
		E	1.2	1.1	-1.0				-1.1	0.9			
		U	4.5	-4.3	2.5				5.1	-3.3			
16	PRP5	5 N	2.0	-1.3	0.6	-2.8	2.5	1.0					
		E	1.1	-0.0	-1.5	-0.1	1.5	0.1					
		U	5.1	-2.1	4.4	6.4	-4.9	-3.8					
14	PRP3	6 N	2.1			-2.8	2.6	1.7			-1.2	-1.6	1.4
		E	0.9			-0.7	1.3	-1.0			0.5	-0.5	0.4
		U	5.8			3.5	-0.4	-0.7			-8.8	8.6	-2.2
3	BI23	1 N	0.0					0.0					
		E	0.0					0.0					
		U	0.0					0.0					
15	PRP4	3 N	1.4					1.6			-0.6	-0.9	
		E	1.2					-0.7			1.4	-0.7	
		U	8.1					-0.7			-7.7	8.4	
7	B_K7	5 N	1.0						-0.6	0.9	0.0	-1.3	1.0
		E	1.3						-2.2	1.3	-0.1	0.3	0.6
		U	6.7						2.4	2.5	-9.8	7.8	-2.9
12	PRP1	3 N	1.8						-1.0	-1.1			2.1
		E	1.8						-1.9	0.3			1.6
		U	6.4						5.0	-7.2			2.2
4	BK32	3 N	0.6								-0.3	-0.3	0.6
		E	0.5								-0.2	0.5	-0.3
		U	4.6								-3.1	5.3	-2.2

1													

RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0043													

Quadro 5.5 - Comparações das coordenadas do primeiro processamento da campanha de 3.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)														
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM														
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	BD38	6	N	1.6	0.5	1.6	-1.5	2.0		-1.3	-1.3			
			E	0.9	-0.5	-1.3	-0.5	1.2		0.3	0.8			
			U	4.1	0.0	-7.9	0.9	1.1		1.9	4.1			
2	BF19	10	N	1.6	0.0	1.1	-1.1	1.6	1.5	-1.8	-1.3	-2.0	-0.4	2.4
			E	1.2	0.2	-1.3	-1.8	0.7	-0.7	-0.7	1.2	2.3	-0.2	0.3
			U	3.0	0.6	-2.2	5.2	-2.1	-2.0	2.4	-1.8	-1.4	4.5	-3.2
5	B_A7	4	N	1.4	-0.5	-0.3	-1.3	2.0						
			E	2.6	2.0	2.5	-2.8	-1.7						
			U	2.9	0.9	3.4	-0.6	-3.6						
6	B_H8	10	N	1.9	0.1	1.4	-1.9	2.2	1.6	-2.4	-1.3	-2.1	-0.2	2.7
			E	1.1	0.6	-1.6	-1.2	-0.0	-1.2	-0.3	1.9	1.4	0.1	0.4
			U	4.8	1.1	-4.3	10.6	-0.5	-2.7	2.1	-1.4	-3.8	4.5	-5.6
8	EBBM	9	N	2.4	1.3	2.3	-1.9	3.2	1.9	-2.2		-3.7	-1.9	1.0
			E	1.1	0.5	0.6	-0.9	0.7	-0.3	-2.2		1.5	-0.4	0.5
			U	7.6	12.2	-4.5	-3.2	0.4	-11.5	-5.7		10.3	-1.0	3.1
9	EBPI	10	N	1.8	0.5	1.9	-0.2	3.7	-1.9	-1.0	1.0	-1.8	-0.9	-1.1
			E	1.7	2.4	-1.3	0.3	-1.9	-2.1	-0.1	2.3	-1.5	1.2	0.7
			U	6.1	0.9	4.8	7.0	5.5	-5.6	-0.6	-6.0	-5.1	8.0	-8.9
10	EBPY	10	N	2.6	-0.8	1.3	-2.9	-0.3	3.5	-3.0	-0.8	0.3	-2.0	4.7
			E	1.6	2.0	0.3	0.2	-0.3	-2.9	-0.6	1.0	1.5	1.1	-2.4
			U	5.3	9.6	-0.1	1.7	4.5	-6.8	-1.7	2.1	-7.2	2.9	-5.0
11	ITAI	10	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	PRP2	4	N	0.9	-0.1	1.1				-1.1	0.1			
			E	1.5	1.3	-1.7				-0.9	1.2			
			U	6.5	-0.6	-7.0				8.7	-1.1			
16	PRP5	5	N	1.7	-1.4	0.5	-2.1	2.2	0.8					
			E	1.4	0.3	-2.4	0.3	1.6	0.2					
			U	5.6	-1.5	-5.4	9.4	-1.9	-0.7					
14	PRP3	6	N	1.9			-2.0	2.4	1.5			-1.4	-1.7	1.2
			E	1.0			-1.0	1.4	-1.0			0.6	-0.4	0.5
			U	7.3			9.7	-1.6	-1.9			-10.1	7.4	-3.5
3	BI23	1	N	0.0					0.0					
			E	0.0					0.0					
			U	0.0					0.0					
15	PRP4	3	N	1.4					1.6			-0.6	-0.9	
			E	1.2					-0.7			1.4	-0.7	
			U	8.1					-0.7			-7.7	8.4	
7	B_K7	5	N	1.0						-0.6	1.0	-0.0	-1.3	0.9
			E	1.3						-2.2	1.2	-0.0	0.3	0.6
			U	6.6						2.6	1.5	-9.6	8.0	-2.7
12	PRP1	3	N	1.8						-0.9	-1.1			2.1
			E	1.8						-1.7	-0.2			1.9
			U	2.2						2.4	-2.0			-0.4
4	BK32	3	N	0.6								-0.3	-0.3	0.6
			E	0.5								-0.2	0.5	-0.3
			U	4.6								-3.1	5.3	-2.2
1														
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0033														

Quadro 5.6 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 3.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)

RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM

NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3
2	BF19	3	N	0.1	-0.1	0.0	0.1
			E	0.1	-0.0	-0.1	0.1
			U	2.3	-2.5	0.7	1.8
3	BI23	3	N	0.1	-0.1	0.0	0.1
			E	0.1	0.1	-0.1	0.0
			U	1.4	1.4	-1.4	0.0
4	BK32	2	N	0.0	0.0	-0.0	
			E	0.1	0.1	-0.1	
			U	5.9	4.1	-4.1	
6	B_H8	3	N	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0
8	EBBM	3	N	0.3	0.1	-0.3	0.2
			E	0.5	0.5	-0.2	-0.3
			U	5.5	-6.0	1.4	4.6
9	EBPI	3	N	0.1	-0.1	0.0	0.1
			E	0.9	0.9	0.1	-1.0
			U	8.8	2.2	-9.7	7.5
10	EBPY	3	N	1.0	-0.1	1.1	-1.0
			E	0.9	0.7	-1.0	0.3
			U	2.1	-2.3	0.8	1.5
13	PRP2	2	N	0.9	-0.7		0.7
			E	0.0	-0.0		0.0
			U	8.6	6.1		-6.1
15	PRP4	3	N	1.0	-0.6	1.2	-0.6
			E	1.4	-0.1	1.5	-1.4
			U	5.9	3.2	3.6	-6.8
14	PRP3	1	N	0.0			0.0
			E	0.0			0.0
			U	0.0			0.0

1

RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0030

Quadro 5.7 - Comparações das coordenadas do processamento final campanha 3 (dia 212).

5.1.4 Resultados da campanha 4

A campanha 4 também apresentou bons resultados para as comparações da primeira solução de processamento (Quadro 5.8). Foram realizados alguns testes de refinamento, mas o que ofereceu o melhor resultado final foi a eliminação das sessões 1 e 6 do ponto EBBM e posterior eliminação da sessão 2 dos pontos EBPI e EBPY (Quadro 5.9).

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																	
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																	
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	BD38	5	N	1.7	0.4	2.2			-0.6	0.6			-2.5				
			E	2.2	-1.9	3.0			-0.4	-2.2			1.5				
			U	11.6	3.8	17.3			0.2	-9.8			-11.5				
2	BF19	8	N	1.6	-0.5	0.8			-2.4	-1.6	0.3	2.4		-0.7	1.7		
			E	1.7	-0.0	3.5			-1.4	0.0	1.0	-0.6		-0.5	-1.9		
			U	6.0	8.5	4.5			-2.5	-11.6	-3.2	2.7		0.4	1.2		
5	B_A7	6	N	2.2	-0.5	4.3	-0.3	-0.8					-1.1			-1.7	
			E	1.5	-2.3	-0.3	-0.6	1.2					-0.1			2.0	
			U	4.8	6.7	-6.3	-0.4	1.4					-4.4			3.0	
9	EBPI	12	N	1.6	-0.8		-1.1	0.9	-1.3	-2.3	1.7	0.3	-2.1	2.2	1.5	-0.8	1.8
			E	1.7	3.7		-2.1	-1.4	-1.0	0.8	2.3	0.8	0.2	-0.5	-2.3	-0.2	-0.2
			U	10.0	-2.4		-10.2	2.2	10.1	-14.2	12.6	8.3	-16.5	11.1	-1.8	-4.8	5.7
10	EBPY	13	N	2.7	2.1	-1.1	-1.9	-3.3	-4.5	-0.7	1.1	2.3	-1.6	-1.0	3.7	0.3	4.6
			E	1.5	1.7	0.8	-1.2	0.1	-1.6	0.8	1.4	0.1	0.9	0.0	-3.8	0.3	0.6
			U	8.0	-0.1	11.0	-7.7	7.1	8.3	-10.5	9.0	1.4	-8.2	-6.1	4.3	3.1	-11.7
11	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	5	N	1.9	-0.2	0.7			-0.3	-2.7							2.6
			E	0.9	0.3	0.3			-1.4	-0.3							1.1
			U	5.3	-3.8	2.0			1.1	7.2							-6.4
13	PRP2	5	N	2.5	-2.1	-0.8				-2.1				1.1	3.8		
			E	1.9	1.7	1.5				-2.8				0.5	-1.0		
			U	8.3	6.8	7.6				-13.0				-2.2	0.7		
16	PRP5	6	N	2.4	-1.4	-3.0							-1.3	1.6	3.8	0.3	
			E	1.1	1.0	0.7							0.1	0.8	-0.9	-1.6	
			U	7.4	4.1	9.6							-10.0	-2.0	4.6	-6.2	
8	EBBM	12	N	29.7		5.6	7.2	5.8	7.0	-94.0	9.8	11.6	6.1	8.8	13.3	7.9	10.8
			E	28.3		-8.2	-10.5	-9.2	-6.7	89.8	-9.0	-6.7	-8.3	-8.3	-5.9	-8.4	-8.5
			U	64.1		59.1	13.9	13.4	16.2	-197.8	21.1	23.1	1.0	23.8	16.8	6.0	3.4
3	BI23	5	N	1.5			-0.9	-1.7						-0.2	2.1		0.7
			E	1.2			-1.4	0.7						1.0	-1.3		1.0
			U	3.5			-2.9	2.8						-3.5	4.5		-0.9
4	BK32	7	N	1.7			-2.2	-2.6			0.1	0.8		0.8	1.6		1.4
			E	2.2			-1.1	1.1			2.8	1.5		-1.8	-3.5		0.9
			U	5.1			-4.4	2.8			-0.9	8.1		-7.0	3.1		-1.7
6	B_H8	6	N	0.9			-0.1	-0.9	-1.2	1.1			0.6			0.4	
			E	1.7			-1.9	-0.3	-2.1	1.2			1.5			1.5	
			U	4.6			-3.6	2.1	1.1	-4.9			-2.1			7.5	
15	PRP4	6	N	2.8			-3.3	-3.4			1.6	3.2		-0.1	2.2		
			E	1.0			-1.8	-0.0			0.4	0.4		1.3	-0.3		
			U	3.7			-5.3	0.8			-3.6	1.4		2.4	4.2		
7	B_K7	7	N	2.0					-2.0	-1.5	0.9	3.0	-2.0			0.1	1.6
			E	1.0					-1.5	-0.5	0.6	0.0	-0.9			1.2	1.0
			U	5.6					2.7	-7.8	4.0	6.0	-8.0			2.5	0.7
17	PRP6	5	N	2.0						-2.8	-0.7	1.7				-0.4	2.2
			E	0.3						-0.1	0.5	-0.2				-0.1	-0.1
			U	7.1						-10.9	3.2	7.7				2.4	-2.5
14	PRP3	7	N	2.3							0.4	2.1	-3.8	0.4	2.0	-2.4	1.3
			E	0.7							0.5	-0.2	-0.0	-0.6	-1.2	0.8	0.7
			U	5.5							-0.3	2.1	-12.0	4.7	0.4	2.3	2.8
18	PRP7	5	N	3.0							1.2	4.2	-3.7			-2.1	0.4
			E	1.0							-0.1	-1.4	1.5			-0.1	0.1
			U	4.7							-1.1	6.2	-5.0			3.3	-3.4
1																	
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0141																	

Quadro 5.8 - Comparações das coordenadas do primeiro processamento da campanha de 4.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																	
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																	
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	BD38	5	N	2.8	-0.2	4.6			-1.2	-0.0			-3.1				
			E	1.5	-1.4	0.9			0.1	-1.6			2.0				
			U	6.9	8.5	-0.3			5.0	-4.8			-8.3				
2	BF19	8	N	1.6	-0.2	-1.1			-2.1	-1.4	0.6	2.5		-0.2	2.0		
			E	1.0	0.5	-0.8			-0.8	0.7	1.6	0.1		0.1	-1.4		
			U	5.7	8.7	2.5			-2.3	-11.1	-2.7	2.9		0.6	1.4		
5	B_A7	6	N	2.1	-0.4	4.2	-0.2	-0.7					-1.3			-1.6	
			E	1.5	-2.2	-0.5	-0.6	1.3					-0.0			2.0	
			U	4.3	6.2	-5.9	-0.8	0.9					-3.1			2.6	
9	EBPI	12	N	1.6	-0.8		-1.0	0.9	-1.3	-2.3	1.8	0.4	-2.1	2.0	1.5	-0.9	1.9
			E	1.7	3.7		-2.1	-1.3	-0.9	0.3	2.3	0.7	0.1	0.1	-2.3	-0.4	-0.2
			U	9.0	-3.4		-11.2	1.2	9.1	-13.2	11.7	8.5	-12.1	9.9	-2.8	-2.3	4.7
10	EBPY	12	N	2.7	2.1		-1.9	-3.3	-4.5	-1.0	0.8	1.6	-2.2	-0.4	3.7	0.3	4.6
			E	1.5	1.9		-1.1	0.3	-1.5	0.6	1.4	-0.4	1.0	0.2	-3.6	0.4	0.7
			U	7.1	0.2		-7.4	7.3	8.5	-6.6	8.7	3.4	-8.1	-2.5	4.6	3.4	-11.4
11	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	PRP1	5	N	1.9	-0.2	0.9			-0.4	-2.8							2.5
			E	0.9	0.3	0.3			-1.3	-0.3							1.1
			U	5.8	-3.7	-0.2			1.2	8.9							-6.3
13	PRP2	5	N	2.4	-2.2	-0.4				-2.1				1.1	3.7		
			E	1.8	1.7	1.5				-2.7				0.5	-1.0		
			U	7.3	8.0	3.1				-11.7				-1.3	1.9		
16	PRP5	6	N	2.0	-1.9	-0.4							-1.9	1.1	3.3	-0.2	
			E	1.0	1.1	0.1							0.2	0.9	-0.8	-1.5	
			U	5.7	6.3	-1.9							-7.5	0.4	6.8	-4.1	
8	EBBM	11	N	2.7		-4.2	-1.2	-2.6	-1.4		1.4	3.1	-2.3	0.5	4.9	-0.5	2.4
			E	1.8		-3.9	-1.9	-0.6	1.9		-0.4	2.1	0.0	-0.1	2.7	0.1	0.1
			U	7.3		0.9	0.2	-0.3	2.4		6.8	8.4	-12.4	9.2	3.0	-7.8	-10.3
3	BI23	5	N	1.5			-1.0	-1.7						-0.1	2.1		0.7
			E	1.2			-1.4	0.7						1.0	-1.3		1.0
			U	3.7			-2.8	2.9						-3.9	4.6		-0.8
4	BK32	7	N	1.7			-2.2	-2.6			0.2	0.8		0.8	1.6		1.4
			E	2.2			-1.1	1.0			2.8	1.5		-1.6	-3.5		0.9
			U	5.1			-4.5	2.7			-0.5	8.1		-7.1	3.0		-1.8
6	B_H8	6	N	0.8			-0.0	-0.8	-1.1	1.1			0.5			0.3	
			E	1.7			-1.9	-0.3	-2.1	1.2			1.5			1.5	
			U	4.5			-3.7	2.0	1.0	-4.6			-2.1			7.5	
15	PRP4	6	N	2.8			-3.4	-3.4			1.5	3.0		0.1	2.1		
			E	1.0			-1.7	-0.0			0.5	0.4		1.1	-0.3		
			U	3.6			-5.3	0.9			-3.4	1.7		2.0	4.2		
7	B_K7	7	N	1.9					-2.0	-1.5	0.9	2.9	-2.1			0.1	1.7
			E	1.1					-1.5	-0.6	0.7	-0.0	-1.0			1.3	1.1
			U	5.6					2.8	-7.5	4.5	5.4	-8.2			2.4	0.7
17	PRP6	5	N	2.0						-2.8	-0.7	1.6				-0.3	2.3
			E	0.3					-0.1	0.5	-0.1					-0.2	-0.1
			U	7.0					-10.7	2.8	7.9					2.5	-2.5
14	PRP3	7	N	2.3							0.4	2.0	-3.9	0.5	2.0	-2.4	1.3
			E	0.7							0.5	-0.2	0.0	-0.6	-1.2	0.8	0.7
			U	5.2							-0.7	2.0	-11.3	4.5	0.4	2.2	2.8
18	PRP7	5	N	3.0							1.2	4.0	-3.7			-2.0	0.4
			E	1.1							-0.1	-1.5	1.6			-0.1	0.1
			U	4.6							-1.3	6.1	-4.7			3.3	-3.4

1																	

RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0037																	

Quadro 5.9 - Comparações das coordenadas do processamento final campanha 4.

5.1.5 Resultados dos processamentos para definição da rede de referência

Para definição das coordenadas dos pontos EBBM, EBPI e EBPY foram realizados processamentos das 3 primeiras campanhas. Isto por que até aquele momento os dados da campanha 4 não estavam disponíveis. Nestes processamentos foram utilizados somente dados destes pontos e da estação ITAI. Para o dia 212 da campanha 3, devido ao problema de coleta na estação ITAI, foi utilizada a estação EBPY como referência no processamento, empregando as coordenadas obtidas no mesmo ajustamento citado no item 5.1.3, sendo elas:

- X = 3342436,8251 m;
- Y = -4699544,8083 m; e
- Z = -2715925,7996 m.

O resultado final, após os devidos refinamentos, das comparações entre as sessões para cada uma das 3 campanhas são apresentados nos Quadros 5.10 a 5.12, respectivamente. Como poderá ser observado, em algumas das sessões todas as observações apresentaram problema e foram excluídas. Por este motivo a sessão 13 da campanha 3 não aparece no respectivo resultado.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																		
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																		
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
8	EBBM	13	N	1.9	0.3	-0.0	-1.8	1.6	1.9	-0.4	3.1	-0.9	-2.5	0.5	0.8	-4.0	1.4	
			E	1.9	1.4	-0.8	0.3	1.7	-5.1	0.3	1.5	-1.8	0.9	1.2	0.4	1.6	-1.7	
			U	7.1	-1.1	2.2	6.7	2.9	-6.4	0.9	-11.0	-11.8	3.9	8.0	-5.1	-0.8	11.8	
9	EBPI	9	N	1.4	-1.8	1.2	-0.8	1.6		-0.0			-1.3	0.9	1.5	-1.4		
			E	1.4	1.7	-1.6	1.5	0.6		-0.8			-0.7	0.7	-2.3	1.0		
			U	9.7	-2.1	-2.5	-4.4	14.4		0.2			-6.3	15.4	0.5	-15.2		
10	EBPY	10	N	1.8	-0.3	0.8	-0.1	0.9		-1.8			-0.9	-0.1	-0.5	-2.3	4.3	
			E	2.2	0.0	0.8	1.2	-1.6		1.3			1.2	1.5	-3.2	2.7	-3.9	
			U	5.1	-9.1	-1.4	-0.1	6.3		-0.5			6.9	-0.3	4.1	0.8	-6.8	
11	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1																		
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0038																		

Quadro 5.10 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 1.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																		
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																		
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8	EBBM	11	N	1.6	-0.5	-1.6		-0.7	-0.8	0.2	0.4		-0.5		-2.3	0.6	1.5	3.7
			E	2.6	-3.4	-4.4		-2.1	3.6	-0.0	1.0		-1.8		3.0	0.2	2.7	1.2
			U	6.5	0.9	-1.6		-9.2	8.5	-3.2	13.4		-0.7		-5.0	-3.2	-4.6	4.7
9	EBPI	8	N	1.8	0.9		3.7		-0.6	0.1		-1.9			-1.7	-1.4	0.9	
			E	2.0	-1.9		-0.5		2.8	-2.9		1.2			1.3	1.6	-1.6	
			U	6.4	6.2		9.5		-0.3	-11.3		-1.4			-0.1	-4.9	2.4	
10	EBPY	8	N	2.2	-1.6		-2.0		2.3	-2.0		0.1			0.9	-1.5	3.9	
			E	1.4	-1.9		-0.1		1.8	-1.1		-1.2			1.3	1.3	-0.3	
			U	3.8	2.1		0.2		-2.5	7.9		-2.3			-0.5	-5.0	0.1	
11	ITAI	11	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1																		
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0032																		

Quadro 5.11 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 2.

COMPARISON OF COORDINATES (IN NORTH, EAST, AND HEIGHT COMPONENT)																	
RMS: UNWEIGHTED RMS OF THE ESTIMATION OF ONE COORDINATE COMPONENT IN MM																	
NUM	STATION	#FIL	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
8	EBBM	10	N	1.7	3.1	1.3	1.5		-2.0	0.6	-2.0	-0.9	0.2	-1.4		-0.4	
			E	1.5	-1.1	1.7	-0.4		3.1	-0.4	0.4	-2.1	-0.1	0.1		-1.1	
			U	4.3	-3.3	-4.3	2.0		-0.6	-3.4	7.4	7.1	0.9	-2.8		-3.1	
9	EBPI	9	N	1.9	0.9	0.7		2.7		1.8	-2.6	0.6	-0.2		-2.8	-1.2	
			E	2.1	1.4	-3.2		-0.2		1.0	3.1	-0.9	1.3		-3.1	0.6	
			U	7.3	-3.1	-3.0		-3.6		12.3	-8.3	-9.0	3.4		2.9	8.5	
10	EBPY	12	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	ITAI	8	N	1.3	-0.1	0.3	2.3	-0.8					0.5	-0.6	-2.2	0.5	
			E	1.3	-1.0	0.2	-0.3	0.2					2.7	0.2	-1.5	-0.6	
			U	4.9	-5.3	-3.0	6.0	-5.3					2.6	-3.0	7.0	1.0	
1																	
RMS OF UNIT WEIGHT FOR COORDINATE COMPARISON : 0.0029																	

Quadro 5.12 - Comparações das coordenadas do processamento final da campanha 3.

5.2 ANÁLISE DOS AJUSTAMENTOS DA REDE ITAIPU

O processamento com o BERNESSE forneceu como resultado final coordenadas e as respectivas MVC, dos pontos, para cada sessão. Com isso estavam disponíveis soluções distintas em uma mesma campanha. Fez-se necessário obter solução única para os parâmetros incógnitos (coordenadas e respectivas MVC), dos pontos envolvidos. Para isto foram derivados vetores dos resultados provenientes do BERNESSE, com vistas a realizar um ajustamento da rede

pelo MMQ, para cada campanha de observação.

Primeiramente foi realizado um ajustamento para determinar coordenadas para os pontos EBBM, EBPI e EBPY com injunção da estação ITAI. Posteriormente as coordenadas resultantes destes pontos seriam injuncionadas nos ajustamentos das redes para as 4 campanhas. Os resultados destes ajustamentos serão apresentados e analisados nos próximos itens.

5.2.1 Resultados do ajustamento da rede de referência

Com base nos resultados dos processamentos para definição da rede de referência foi realizado o ajustamento vetorial de rede pelo MMQ. A única estação utilizada como injunção foi ITAI, porém a disposição final desta rede apresenta boa configuração geométrica, como pode ser observado na Figura 5.1.

Figura 5.1 - Configuração da rede de referência.

Utilizando a metodologia para ajustamento definida e apresentada no item

4.8 esta rede foi ajustada e as coordenadas elipsoidais ϕ , λ e h e seus desvios padrão (σ_ϕ , σ_λ e σ_h) resultantes são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Coordenadas ajustadas para a rede de referência.

ID	LATITUDE (ϕ)				LONGITUDE (λ)				ALT. ELIPSOIDAL (h)	
PONTO	°	'	"	σ_ϕ (m)	°	'	"	σ_λ (m)	m	σ_h (m)
EBBM	-25	25	3,88395	0,0021	-54	36	35,08489	0,0021	232,5761	0,0064
EBPI	-25	26	22,34977	0,0021	-54	33	25,05409	0,0021	226,0618	0,0066
EBPY	-25	21	59,84585	0,0021	-54	34	42,91066	0,0021	230,2421	0,0063
ITAI	-25	25	14,44235	0,0021	-54	35	17,85544	0,0021	183,5460	0,0060

O ajustamento desta rede apresentou os parâmetros estatísticos disponíveis na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Parâmetros estatísticos do ajustamento para a rede de referência.

ESTAÇÕES	
Número de estações conhecidas	1
Número de estações incógnitas	3
Total	4
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS	240 (80 linhas de base)
Coordenadas conhecidas	3
Total	243
PARÂMETROS INCÓGNITOS	
Coordenadas	12
Total	12
GRAUS DE LIBERDADE	231
AJUSTAMENTO	
Número de iterações	1
Máxima correção para as Coordenadas na última iteração	0,0000 m
TESTES ESTATÍSTICOS	
Valor Crítico teste W	2,58
Valor Crítico teste F	0,97
TESTE F	0,768 (aceito)
Variância a Posteriori	0,768

Pode-se observar na Tabela 5.2 que o ajustamento foi aceito e com base no teste w e nos desvios padrão das coordenadas ajustadas pode-se dizer que as observações que contribuíram com o ajustamento apresentavam diferenças para as coordenadas ajustadas (resíduos), menores que 5,4 mm em latitude e longitude e 17mm em altitude. Considerando a precisão nominal dos receptores o erro esperado seria de até 13mm em planimetria e até 18mm em altimetria. Logo o resultado do ajustamento está satisfatório. O valor de 5,4 mm foi calculado utilizando o maior desvio padrão para latitude e/ou longitude (2,1 mm) multiplicado pelo valor crítico de w (2,58). Da mesma forma o valor de 17 mm foi calculado utilizando o maior desvio padrão para altitude (6,6 mm) multiplicado pelo valor crítico de w (2,58).

Este tipo de análise está embasada nas características apresentadas nas sessões 2.7.2 e 2.9.1.3.

Tendo definidas as coordenadas da rede de referência iniciou-se os ajustamentos da rede Itaipu para as 4 campanhas.

5.2.2 Resultados do ajustamento da campanha 1

Com os vetores processados para a campanha 1 a rede Itaipu apresentou uma boa configuração geométrica, com vários vetores interligando os pontos da rede. Pode ser observado na Figura 5.2, que existem no mínimo 5 vetores conectando cada ponto. Os vetores na cor vermelha foram excluídos da solução, por que não passaram no teste w . Todos os vetores na cor verde participaram do ajustamento final. Nem todos os vetores excluídos aparecem na Figura 5.2, pois existem vetores repetidos que sobrepõem os mesmos.

Figura 5.2 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 1.

As coordenadas ajustadas e seus desvios padrão para esta campanha estão apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Coordenadas ajustadas para a campanha 1.

ID	LATITUDE (ϕ)				LONGITUDE (λ)				ALT. ELIPSOIDAL (h)	
PONTO	°	'	''	σ_{ϕ} (m)	°	'	''	σ_{λ} (m)	m	σ_h (m)
B_A7	-25	24	51,45067	0,0014	-54	35	56,49018	0,0014	231,3368	0,0050
B_H8	-25	24	29,30662	0,0012	-54	35	7,68723	0,0012	231,8502	0,0051
B_K7	-25	24	36,49027	0,0013	-54	34	37,53490	0,0012	231,2945	0,0046
BD38	-25	24	28,94616	0,0013	-54	35	45,86686	0,0013	231,9247	0,0048
BF19	-25	24	26,77808	0,0012	-54	35	21,21248	0,0012	231,8479	0,0042
BI23	-25	24	32,48387	0,0012	-54	34	50,69421	0,0012	231,7746	0,0044
BK32	-25	25	11,84749	0,0013	-54	34	7,22697	0,0013	231,2634	0,0050
PRP1	-25	25	11,43185	0,0015	-54	35	31,35056	0,0015	169,2966	0,0052
PRP2	-25	25	4,73073	0,0015	-54	35	17,29382	0,0015	182,1957	0,0050
PRP3	-25	24	52,37731	0,0013	-54	35	16,59237	0,0013	183,8359	0,0045
PRP4	-25	24	33,49968	0,0013	-54	35	35,37784	0,0013	147,4990	0,0049
PRP5	-25	24	49,95432	0,0014	-54	35	8,68427	0,0014	186,8884	0,0050
PRP6	-25	24	38,18171	0,0013	-54	35	14,65322	0,0013	153,2074	0,0050
PRP7	-25	24	43,30348	0,0013	-54	35	7,79181	0,0013	176,6140	0,0046

O ajustamento desta rede apresentou os parâmetros estatísticos disponíveis na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 1.

ESTAÇÕES		
Número de estações conhecidas		4
Número de estações incógnitas		14
Total		18
OBSERVAÇÕES		
Diferenças de coordenadas GPS	270 (90 linhas de base)	
Coordenadas conhecidas		12
Total		282
PARÂMETROS INCÓGNITOS		
Coordenadas		54
Total		54
GRAUS DE LIBERDADE		228
AJUSTAMENTO		
Número de iterações		1
Máxima correção para as Coordenadas na última iteração		0,0000 m
TESTES ESTATÍSTICOS		
Valor Crítico teste W		2,58
Valor Crítico teste F		0,97
TESTE F		0,752 (aceito)
Variância a Posteriori		0,779

Observando a Tabela 5.4, constata-se que o ajustamento foi aceito no Teste Global (Teste F) e com base no teste w e nos desvios padrão das coordenadas ajustadas pode-se dizer que as observações, que contribuíram com o ajustamento, apresentavam diferença para as coordenadas ajustadas menor que 3,9 mm em latitude e longitude e 13,4 mm em altitude. Considerando a precisão nominal dos receptores em 1σ o erro máximo admissível estaria no intervalo de 5,2 mm até 11 mm em planimetria e entre 10,2 mm e 16 mm em altimetria, todos com 1σ (68,27% de probabilidade). Logo o resultado do ajustamento está satisfatório.

5.2.3 Resultados do ajustamento da campanha 2

Mesmo depois de todos os refinamentos na fase de processamento dos vetores da campanha 2, devido aos problemas já citados, a geometria da rede Itaipu apresentou boa configuração (Figura 5.3). Também para esta campanha existem no mínimo 5 vetores conectando cada ponto.

Figura 5.3 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 2.

Na tabela 5.5 são apresentadas as coordenadas ajustadas e respectivos desvios padrão para esta campanha.

Tabela 5.5 - Coordenadas ajustadas para a campanha 2.

ID	LATITUDE (ϕ)				LONGITUDE (λ)				ALT. ELIPSOIDAL (h)	
PONTO	°	'	"	σ_ϕ (m)	°	'	"	σ_λ (m)	m	σ_h (m)
B_A7	-25	24	51,45066	0,0014	-54	35	56,49016	0,0014	231,3357	0,0046
B_H8	-25	24	29,30657	0,0013	-54	35	7,68724	0,0012	231,8503	0,0044
B_K7	-25	24	36,49027	0,0014	-54	34	37,53481	0,0013	231,2881	0,0050
BD38	-25	24	28,94615	0,0013	-54	35	45,86683	0,0012	231,9325	0,0043
BF19	-25	24	26,77812	0,0014	-54	35	21,21245	0,0013	231,8403	0,0051
BI23	-25	24	32,48381	0,0017	-54	34	50,69417	0,0016	231,7735	0,0071
BK32	-25	25	11,84745	0,0014	-54	34	7,22698	0,0014	231,2537	0,0056
PRP1	-25	25	11,43182	0,0016	-54	35	31,35048	0,0016	169,2915	0,0050
PRP2	-25	25	4,73059	0,0015	-54	35	17,29384	0,0015	182,1873	0,0052
PRP3	-25	24	52,37737	0,0013	-54	35	16,59238	0,0013	183,8337	0,0044
PRP4	-25	24	33,49987	0,0018	-54	35	35,37776	0,0019	147,4923	0,0102
PRP5	-25	24	49,95437	0,0016	-54	35	8,68427	0,0015	186,8843	0,0051
PRP6	-25	24	38,18172	0,0014	-54	35	14,65325	0,0014	153,2092	0,0057
PRP7	-25	24	43,30346	0,0014	-54	35	7,79185	0,0013	176,6118	0,0044

O ajustamento desta rede apresentou os parâmetros estatísticos disponíveis na Tabela 5.6.

Após todo processo de detecção e eliminação de erro, o ajustamento foi aceito no teste global. Analisando os desvios padrão das coordenadas ajustadas pode-se dizer que as observações que contribuíram com o ajustamento apresentavam diferença para as coordenadas ajustadas, menor que 4,6 mm em latitude e 4,9 mm para longitude. Valores considerados dentro da precisão nominal dos receptores e com erro esperado de 5,2 mm a 13 mm em planimetria. Contudo, para a altimetria o ponto PRP4 apresentou desvio padrão de 10,2 mm, exatamente a precisão máxima aceitável para este ponto, o que indica que podem existir diferenças entre o valor ajustado e os valores observados de até 26,3 mm. Isso foi fruto do número reduzido de vetores (somente 3) que restaram após o refinamento do processamento, o que foi causado pelo ruído nas observações devido à chuva. Em contra partida, considerando que a precisões nominais dos receptores correspondem a 1σ (68,27% de probabilidade), ao se equacionar esta precisão em $2,58\sigma$ (99% de probabilidade), o erro padrão aceitável será de até 26,3 mm ($10,2 \times 2,58$). Tomando estes valores como referência, o erro de 26,3mm em altitude para PRP4 é considerado satisfatório. Para os demais pontos os resultados estão melhores que a precisão nominal do receptor. Logo, pode-se considerar que o

resultado do ajustamento está satisfatório.

Tabela 5.6 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 2.

ESTAÇÕES		
Número de estações conhecidas		4
Número de estações incógnitas		14
Total		18
OBSERVAÇÕES		
Diferenças de coordenadas GPS	249 (83 linhas de base)	
Coordenadas conhecidas		12
Total		261
PARÂMETROS INCÓGNITOS		
Coordenadas		54
Total		54
GRAUS DE LIBERDADE		207
AJUSTAMENTO		
Número de iterações		1
Máxima correção para as Coordenadas na última iteração		0,0000 m
TESTES ESTATÍSTICOS		
Valor Crítico teste W		2,58
Valor Crítico teste F		0,97
TESTE F		0,665 (aceito)
Variância a Posteriori		0,681

5.2.4 Resultados do ajustamento da campanha 3

A campanha 3, como mencionado no item 5.1.3, foi a que apresentou os melhores valores de RMS para as soluções das sessões, no processamento com o BERNESE. Com isso a expectativa era alcançar um ajustamento da rede com melhor qualidade que as campanhas anteriores. Mesmo os pontos PRP6 e PRP7 não participando, a quantidade de vetores que interconectam os pontos é maior do que nas campanhas 1 e 2, logo a geometria da rede parece consistente (Figura 5.4).

Também ao analisar as precisões das componentes planimétricas e

altimétricas das coordenadas ajustadas (Tabela 5.7), constata-se que ocorreu uma pequena melhora em relação à campanha 1, que havia apresentado os melhores desvios padrão até então.

Figura 5.4 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 3.

Tabela 5.7 - Coordenadas ajustadas para a campanha 3.

ID	LATITUDE (ϕ)				LONGITUDE (λ)				ALT. ELIPSOIDAL (h)	
PONTO	°	'	''	σ_{ϕ} (m)	°	'	''	σ_{λ} (m)	m	σ_h (m)
B_A7	-25	24	51,45069	0,0015	-54	35	56,49025	0,0015	231,3376	0,0053
B_H8	-25	24	29,30659	0,0011	-54	35	7,68722	0,0011	231,8486	0,0039
B_K7	-25	24	36,49028	0,0012	-54	34	37,53492	0,0012	231,2905	0,0043
BD38	-25	24	28,94620	0,0012	-54	35	45,86682	0,0012	231,9279	0,0047
BF19	-25	24	26,77818	0,0012	-54	35	21,21246	0,0012	231,8412	0,0039
BI23	-25	24	32,48384	0,0012	-54	34	50,69422	0,0012	231,7741	0,0042
BK32	-25	25	11,84753	0,0013	-54	34	7,22692	0,0012	231,2570	0,0042
PRP1	-25	25	11,43188	0,0013	-54	35	31,35057	0,0013	169,2943	0,0045
PRP2	-25	25	4,73067	0,0012	-54	35	17,29384	0,0012	182,1730	0,0040
PRP3	-25	24	52,37744	0,0012	-54	35	16,59241	0,0012	183,8141	0,0038
PRP4	-25	24	33,49971	0,0013	-54	35	35,37781	0,0012	147,4910	0,0042
PRP5	-25	24	49,95440	0,0013	-54	35	8,68431	0,0012	186,8867	0,0043

Observando os parâmetros estatísticos (Tabela 5.8), resultantes do ajustamento, pode ser constatado maior número de vetores em relação às campanhas 1 e 2, fruto do maior número de receptores utilizados para as observações, além de condições atmosféricas com pouca variação.

Tabela 5.8 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 3.

ESTAÇÕES		
Número de estações conhecidas		4
Número de estações incógnitas		12
Total		16
OBSERVAÇÕES		
Diferenças de coordenadas GPS	306 (102 linhas de base)	
Coordenadas conhecidas		12
Total		318
PARÂMETROS INCÓGNITOS		
Coordenadas		48
Total		48
GRAUS DE LIBERDADE		270
AJUSTAMENTO		
Número de iterações		1
Máxima correção para as Coordenadas na última iteração		0,0000 m
TESTES ESTATÍSTICOS		
Valor Crítico teste W		2,58
Valor Crítico teste F		0,97
TESTE F		0,611 (aceito)
Variância a Posteriori		0,613

Combinando os valores dos desvios padrão com o valor crítico utilizado no teste w (como analisado para os demais ajustamentos) conclui-se que contribuíram com os resultados, observações com diferenças, para as coordenadas ajustadas, de até 3,9 mm em latitude e longitude e 13,7 mm em altitude. Estando os valores limites, calculados com base na precisão nominal dos receptores, entre 5,2 mm e 11 mm para planimetria e 10,2 mm a 16 mm para altimetria, o resultado do ajustamento está satisfatório.

5.2.5 Resultados do ajustamento da campanha 4

A campanha 4 apresentou resultados semelhante à campanha 3 em relação aos valores de RMS para as soluções das sessões. Além disso o número de vetores disponíveis era maior que as demais campanhas e com boa configuração da rede (Figura 5.5). Com isso a expectativa era alcançar um ajustamento da rede com melhor qualidade que as campanhas anteriores.

Ao analisar as precisões das componentes planimétricas e altimétricas das coordenadas ajustadas (Tabela 5.9), constata-se que estes valores são bem parecidos com os da campanha 3.

Figura 5.5 - Configuração da rede Itaipu para a campanha 4.

Tabela 5.9 - Coordenadas ajustadas para a campanha 4.

ID	LATITUDE (ϕ)				LONGITUDE (λ)				ALT. ELIPSOIDAL (h)	
PONTO	°	'	''	σ_ϕ (m)	°	'	''	σ_λ (m)	m	σ_h (m)
B_A7	-25	24	51,45077	0,0013	-54	35	56,49020	0,0013	231,3374	0,0044
B_H8	-25	24	29,30665	0,0012	-54	35	7,68730	0,0012	231,8451	0,0043
B_K7	-25	24	36,49027	0,0012	-54	34	37,53499	0,0012	231,2836	0,0041
BD38	-25	24	28,94619	0,0012	-54	35	45,86682	0,0013	231,9275	0,0047
BF19	-25	24	26,77822	0,0012	-54	35	21,21244	0,0012	231,8422	0,0042
BI23	-25	24	32,48387	0,0013	-54	34	50,69426	0,0013	231,7706	0,0044
BK32	-25	25	11,84750	0,0013	-54	34	7,22697	0,0013	231,2533	0,0042
PRP1	-25	25	11,43186	0,0015	-54	35	31,35069	0,0014	169,2897	0,0050
PRP2	-25	25	4,73066	0,0012	-54	35	17,29389	0,0013	182,1692	0,0044
PRP3	-25	24	52,37747	0,0013	-54	35	16,59246	0,0013	183,8313	0,0046
PRP4	-25	24	33,49974	0,0013	-54	35	35,37781	0,0013	147,4863	0,0045
PRP5	-25	24	49,95440	0,0013	-54	35	8,68434	0,0013	186,8860	0,0044
PRP6	-25	24	38,18177	0,0012	-54	35	14,65327	0,0012	153,2054	0,0044
PRP7	-25	24	43,30355	0,0013	-54	35	7,79197	0,0013	176,6067	0,0046

Observando os parâmetros estatísticos (Tabela 5.10), resultantes do ajustamento, pode ser constatado o maior número de vetores em relação às outras campanhas, fruto do maior número de receptores utilizados nas observações, além de condições atmosféricas com pouca variação.

Combinando os valores dos desvios padrão com o valor crítico utilizado no teste w, conclui-se que contribuíram com os resultados, observações com diferenças, para as coordenadas ajustadas, de até 3,9 mm em latitude, 3,6 mm em longitude e 12,9 mm em altitude. Estando os valores limites, calculados com base na precisão nominal dos receptores, entre 5,2 mm e 11 mm para planimetria e 10,2 mm a 16 mm para altimetria, o resultado do ajustamento foi satisfatório.

Tabela 5.10 - Parâmetros estatísticos do ajustamento da campanha 4.

ESTAÇÕES		
Número de estações conhecidas		4
Número de estações incógnitas		14
Total		18
OBSERVAÇÕES		
Diferenças de coordenadas GPS	339 (113 linhas de base)	
Coordenadas conhecidas		12
Total		351
PARÂMETROS INCÓGNITOS		
Coordenadas		54
Total		54
GRAUS DE LIBERDADE		297
AJUSTAMENTO		
Número de iterações		1
Máxima correção para as Coordenadas na última iteração		0,0000 m
TESTES ESTATÍSTICOS		
Valor Crítico teste W		2,58
Valor Crítico teste F		0,97
TESTE F		0,826 (aceito)
Variância a Posteriori		0,827

5.2.6 Comparação dos resultados dos ajustamentos das campanhas

Com o intuito de comparar as soluções de ajustamentos das 4 campanhas são apresentadas informações relativas as mesmas nas Tabelas 5.11 e 5.12. Dentre estas informações estão o maior desvio padrão de cada componente (ϕ , λ e h), ocorrido no ajustamento. Utilizando esta informação foi calculado o erro máximo da coordenada, que indica a maior diferença possível, entre o valor ajustado e as observações (v - resíduo), que podem ter contribuído no ajustamento. Este erro é calculado com base no nível de significância (0,01) utilizado nos testes e que corresponde a $2,58\sigma$ (99%). Também está disponível valores das precisões

aceitáveis para 1σ e $2,58\sigma$, calculados para a menor e maior linha de base presentes no ajustamento, utilizando como referência a precisão nominal de $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ para componentes planimétricas e $\pm(10\text{mm} + 1\text{ppm})$, para a altimetria.

Observando os valores presentes nas Tabelas 5.11 e 5.12 confirma-se que os melhores resultados dos ajustamentos, foram apresentados nas campanhas 1, 3 e 4.

Tabela 5.11 - Informações relativas aos ajustamentos das 4 campanhas na rede Itaipu.

Indicador	Campanha 1	Campanha 2	Campanha 3	Campanha 4
Total de Vetores	96	90	112	118
Vetores Ajustados	90	83	102	113
Vetores Excluídos	6	7	10	5
Pontos Injuncionados	4	4	4	4
Pontos Ajustados	14	14	12	14
Total de Pontos	18	18	16	18
Graus de Liberdade	228	207	270	297
Valor Crítico teste W	2,58	2,58	2,58	2,58
Valor Crítico teste F	0,97	0,97	0,97	0,97
Teste F	0,752 (aceito)	0,665 (aceito)	0,611 (aceito)	0,826 (aceito)
Variância a posteriori	0,779	0,681	0,613	0,827

Tabela 5.12 - Informações relativas aos ajustamentos das 4 campanhas na rede Itaipu.

Indicador	Campanha 1 mm	Campanha 2 mm	Campanha 3 mm	Campanha 4 mm
Maior Desvio Padrão em ϕ (1σ)	1,5 (PRP1 e PRP2)	1,8 (PRP4)	1,5 (B_A7)	1,5 (PRP1)
Erro máximo em ϕ ($2,58\sigma$)	3,9	4,6	3,9	3,9
Maior Desvio Padrão em λ (1σ)	1,5 (PRP1 e PRP2)	1,9 (PRP4)	1,5 (B_A7)	1,4 (PRP1)
Erro máximo em λ ($2,58\sigma$)	3,9	4,9	3,9	3,6
Precisão Aceitável em ϕ e λ (1σ)	5,2 a 11	5,2 a 11	5,2 a 11	5,2 a 11
Precisão Aceitável em ϕ e λ ($2,58\sigma$)	13,4 a 28,4	13,4 a 28,4	13,4 a 28,4	13,4 a 28,4
Maior Desvio Padrão em h (1σ)	5,2 (PRP1)	10,2 (PRP4)	5,3 (B_A7)	5,0 (PRP1)
Erro máximo em h ($2,58\sigma$)	13,4 (PRP1)	26,3 (PRP4)	13,7 (B_A7)	12,9
Precisão Aceitável em h (1σ)	10,2 a 16	10,2 a 16	10,2 a 16	10,2 a 16
Precisão Aceitável em h ($2,58\sigma$)	26,3 a 41,3	26,3 a 41,3	26,3 a 41,3	26,3 a 41,3

5.3 ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

A primeira análise foi realizada por direção (ϕ , λ e h) comparando se o módulo da diferença das coordenadas era maior que a soma dos desvios padrão (sessão 4.9.1). Pode ser observado na Figura 3.6 que o eixo da barragem principal tem uma pequena rotação em relação às linhas que definem os paralelos terrestres. Desta forma para as primeiras análises apresentadas aqui serão utilizadas as coordenadas geodésicas. Contudo, no futuro será necessário aplicar uma transformação para permitir analisar deslocamentos com relação ao sentido do fluxo do rio e normal a ele (eixo da barragem principal).

5.3.1 Diferença de coordenadas e Análise Geométrica

Considerando as soluções dos ajustamentos das quatro campanhas foram calculadas as diferenças entre as coordenadas destas soluções e as somas de seus desvios padrão para aplicar a AG descrita na sessão 4.9.1. Esta indicação será posteriormente confirmada ou não com a aplicação do TCG.

Com o intuito de não influenciar os resultados com distorções advindas de transformações ou projeções, optou-se por utilizar diretamente as diferenças de coordenadas geodésicas elipsoidais ($\Delta\phi$ - diferença em latitude, $\Delta\lambda$ - diferença em longitude e Δh - diferença em altitude). Isso porque neste trabalho tais diferenças correspondem a poucos milímetros, seja na superfície física ou do elipsóide. Como primeiramente $\Delta\phi$ e $\Delta\lambda$ estavam em " (segundos de arco) foi necessário converter tais valores para metros. Isso foi realizado calculando-se o valor de médio 1", em metros, para a região da rede Itaipu, com a equação:

$$\kappa = \frac{1^\circ}{3600} \times \frac{\pi \times N}{180^\circ} \quad (5.1)$$

onde:

κ : valor de 1" em metros;

π : constante adimensional pi (3,14159265358979); e

N : grande normal do ponto (raio de curvatura da seção primeiro vertical - ver Mônico, 2008).

Utilizando a equação (5.1) foram calculados valores de κ para todos os pontos da rede Itaipu e calculada a média aritmética destes valores. Com isso o valor de 1" foi estimado em 30,94 m para a região da Rede Itaipu. Em seguida converteu-se as diferenças de coordenadas com uso das equações:

$$\Delta_{\phi}^m = \Delta_{\phi}'' . 30,94 \quad (5.2)$$

$$\Delta_{\lambda}^m = \Delta_{\lambda}'' . 30,94 \quad (5.3)$$

onde:

Δ_{ϕ}'' e Δ_{λ}'' : diferenças de latitude e longitude em segundos de arco; e

Δ_{ϕ}^m e Δ_{λ}^m : diferenças de latitude e longitude em metros.

As diferenças de coordenadas entre a campanha 1 e 2, assim como a soma dos desvios padrão, para que se possa realizar a comparação proposta na sessão 4.9.1 estão dispostas na Tabela 5.13. Resultados que indicam possíveis variações estão destacados em **negrito**. Esta estratégia de verificação indicou que o ponto B_K7 apresentou possível variação em longitude, assim como os pontos PRP2 e PRP4 em latitude.

Tabela 5.13 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 2, com aplicação da AG.

ID	$\Delta\phi (\phi_{CP2} - \phi_{CP1})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP2} - \lambda_{CP1})$		$\Delta h (h_{CP2} - h_{CP1})$	
PONTO	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi2} + \sigma_{\phi1}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda2} + \sigma_{\lambda1}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h2} + \sigma_{h1}$ (m)
B_A7	-0,0003	0,0028	-0,0006	0,0028	-0,0011	0,0096
B_H8	-0,0015	0,0025	0,0003	0,0024	0,0001	0,0095
B_K7	0,0000	0,0027	-0,0028	0,0025	-0,0064	0,0096
BD38	-0,0003	0,0026	-0,0009	0,0025	0,0078	0,0091
BF19	0,0012	0,0026	-0,0009	0,0025	-0,0076	0,0093
BI23	-0,0019	0,0029	-0,0012	0,0028	-0,0011	0,0115
BK32	-0,0012	0,0027	0,0003	0,0027	-0,0097	0,0106
PRP1	-0,0009	0,0031	-0,0025	0,0031	-0,0051	0,0102
PRP2	-0,0043	0,0030	0,0006	0,0030	-0,0084	0,0102
PRP3	0,0019	0,0026	0,0003	0,0026	-0,0022	0,0089
PRP4	0,0059	0,0031	-0,0025	0,0032	-0,0067	0,0151
PRP5	0,0015	0,0030	0,0000	0,0029	-0,0041	0,0101
PRP6	0,0003	0,0027	0,0009	0,0027	0,0018	0,0107
PRP7	-0,0006	0,0027	0,0012	0,0026	-0,0022	0,0090

A mesma comparação realizada entre os resultados das campanhas 1 e 3 indicaram possível variação na latitude dos pontos BF19 e PRP3. Calculando as diferenças de altitude foram detectados valores maiores que 2 cm (em módulo) para PRP2 e PRP3, indicando grande possibilidade de variação (Tabela 5.14).

Tabela 5.14 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 3, com aplicação da AG.

ID	$\Delta\phi (\phi_{CP3} - \phi_{CP1})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP3} - \lambda_{CP1})$		$\Delta h (h_{CP3} - h_{CP1})$	
PONTO	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi3} + \sigma_{\phi1}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda3} + \sigma_{\lambda1}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h3} + \sigma_{h1}$ (m)
B_A7	0,0006	0,0029	0,0022	0,0029	0,0008	0,0103
B_H8	-0,0009	0,0023	-0,0003	0,0023	-0,0016	0,0090
B_K7	0,0003	0,0025	0,0006	0,0024	-0,0040	0,0089
BD38	0,0012	0,0025	-0,0012	0,0025	0,0032	0,0095
BF19	0,0031	0,0024	-0,0006	0,0024	-0,0067	0,0081
BI23	-0,0009	0,0024	0,0003	0,0024	-0,0005	0,0086
BK32	0,0012	0,0026	-0,0015	0,0025	-0,0064	0,0092
PRP1	0,0009	0,0028	0,0003	0,0028	-0,0023	0,0097
PRP2	-0,0019	0,0027	0,0006	0,0027	-0,0227	0,0090
PRP3	0,0040	0,0025	0,0012	0,0025	-0,0218	0,0083
PRP4	0,0009	0,0026	-0,0009	0,0025	-0,0080	0,0091
PRP5	0,0025	0,0027	0,0012	0,0026	-0,0017	0,0093

Entre as campanhas 1 e 4 esta análise indicou possível deslocamento em latitude para os pontos B_A7, BF19 e PRP3 (Tabela 5.15), e em longitude para os pontos B_K7, PRP1, PRP3 e PRP7. Para os casos da altitude os pontos são B_K7, BK32, PRP2 e PRP4.

Tabela 5.15 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 1 e 4, com aplicação da AG.

ID	$\Delta\phi (\phi_{CP4} - \phi_{CP1})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP4} - \lambda_{CP1})$		$\Delta h (h_{CP4} - h_{CP1})$	
PONTO	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 1}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda 4} + \sigma_{\lambda 1}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h 4} + \sigma_{h 1}$ (m)
B_A7	0,0031	0,0027	0,0006	0,0027	0,0006	0,0094
B_H8	0,0009	0,0024	0,0022	0,0024	-0,0051	0,0094
B_K7	0,0000	0,0025	0,0028	0,0024	-0,0109	0,0087
BD38	0,0009	0,0025	-0,0012	0,0026	0,0028	0,0095
BF19	0,0043	0,0024	-0,0012	0,0024	-0,0057	0,0084
BI23	0,0000	0,0025	0,0015	0,0025	-0,0040	0,0088
BK32	0,0003	0,0026	0,0000	0,0026	-0,0101	0,0092
PRP1	0,0003	0,0030	0,0040	0,0029	-0,0069	0,0102
PRP2	-0,0022	0,0027	0,0022	0,0028	-0,0265	0,0094
PRP3	0,0050	0,0026	0,0028	0,0026	-0,0046	0,0091
PRP4	0,0019	0,0026	-0,0009	0,0026	-0,0127	0,0094
PRP5	0,0025	0,0027	0,0022	0,0027	-0,0024	0,0094
PRP6	0,0019	0,0025	0,0015	0,0025	-0,0020	0,0094
PRP7	0,0022	0,0026	0,0050	0,0026	-0,0073	0,0092

No caso das campanhas 2 e 3 esta estratégia de comparação mostrou possível variação na latitude de PRP4, na longitude de B_K7 e novamente nas altitudes de PRP2 e PRP3 (Tabela 5.16).

Analisando a Tabela 5.17 onde estão os valores para comparação entre as campanhas 2 e 4, indica-se que podem existir possíveis deslocamentos em latitude para os pontos B_A7, BF19, PRP3, PRP4 e PRP7. Enquanto os pontos B_K7, PRP1 e PRP7 podem ter deslocados em longitude e o ponto PRP2 em altitude.

Tabela 5.16 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 2 e 3, com aplicação da AG.

ID PONTO	$\Delta\phi (\phi_{CP3} - \phi_{CP2})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP3} - \lambda_{CP2})$		$\Delta h (h_{CP3} - h_{CP2})$	
	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi3} + \sigma_{\phi2}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda3} + \sigma_{\lambda2}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h3} + \sigma_{h2}$ (m)
B_A7	0,0009	0,0029	0,0028	0,0029	0,0019	0,0099
B_H8	0,0006	0,0024	-0,0006	0,0023	-0,0017	0,0083
B_K7	0,0003	0,0026	0,0034	0,0025	0,0024	0,0093
BD38	0,0015	0,0025	-0,0003	0,0024	-0,0046	0,0090
BF19	0,0019	0,0026	0,0003	0,0025	0,0009	0,0090
BI23	0,0009	0,0029	0,0015	0,0028	0,0006	0,0113
BK32	0,0025	0,0027	-0,0019	0,0026	0,0033	0,0098
PRP1	0,0019	0,0029	0,0028	0,0029	0,0028	0,0095
PRP2	0,0025	0,0027	0,0000	0,0027	-0,0143	0,0092
PRP3	0,0022	0,0025	0,0009	0,0025	-0,0196	0,0082
PRP4	-0,0050	0,0031	0,0015	0,0031	-0,0013	0,0144
PRP5	0,0009	0,0029	0,0012	0,0027	0,0024	0,0094

Tabela 5.17 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 2 e 4, com aplicação da AG.

ID PONTO	$\Delta\phi (\phi_{CP4} - \phi_{CP2})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP4} - \lambda_{CP2})$		$\Delta h (h_{CP4} - h_{CP2})$	
	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi4} + \sigma_{\phi2}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda4} + \sigma_{\lambda2}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h4} + \sigma_{h2}$ (m)
B_A7	0,0034	0,0027	0,0012	0,0027	0,0017	0,0090
B_H8	0,0025	0,0025	0,0019	0,0024	-0,0052	0,0087
B_K7	0,0000	0,0026	0,0056	0,0025	-0,0045	0,0091
BD38	0,0012	0,0025	-0,0003	0,0025	-0,0050	0,0090
BF19	0,0031	0,0026	-0,0003	0,0025	0,0019	0,0093
BI23	0,0019	0,0030	0,0028	0,0029	-0,0029	0,0115
BK32	0,0015	0,0027	-0,0003	0,0027	-0,0004	0,0098
PRP1	0,0012	0,0031	0,0065	0,0030	-0,0018	0,0100
PRP2	0,0022	0,0027	0,0015	0,0028	-0,0181	0,0096
PRP3	0,0031	0,0026	0,0025	0,0026	-0,0024	0,0090
PRP4	-0,0040	0,0031	0,0015	0,0032	-0,0060	0,0147
PRP5	0,0009	0,0029	0,0022	0,0028	0,0017	0,0095
PRP6	0,0015	0,0026	0,0006	0,0026	-0,0038	0,0101
PRP7	0,0028	0,0027	0,0037	0,0026	-0,0051	0,0090

Confrontando os resultados das campanhas 3 e 4 indica-se que possíveis deslocamentos ocorreram em longitude para os pontos B_H8 e PRP1, enquanto o ponto PRP3 tem grande chance de ter deslocado em altitude (Tabela 5.18).

Tabela 5.18 - Diferença entre as coordenadas geodésicas e soma dos desvios padrão das campanhas 3 e 4, com aplicação da AG.

ID	$\Delta\phi (\phi_{CP4} - \phi_{CP3})$		$\Delta\lambda (\lambda_{CP4} - \lambda_{CP3})$		$\Delta h (h_{CP4} - h_{CP3})$	
PONTO	$\Delta\phi$ (m)	$\sigma_{\phi4} + \sigma_{\phi3}$ (m)	$\Delta\lambda$ (m)	$\sigma_{\lambda4} + \sigma_{\lambda3}$ (m)	Δh (m)	$\sigma_{h4} + \sigma_{h3}$ (m)
B_A7	0,0025	0,0028	-0,0015	0,0028	-0,0002	0,0097
B_H8	0,0019	0,0023	0,0025	0,0023	-0,0035	0,0082
B_K7	-0,0003	0,0024	0,0022	0,0024	-0,0069	0,0084
BD38	-0,0003	0,0024	0,0000	0,0025	-0,0004	0,0094
BF19	0,0012	0,0024	-0,0006	0,0024	0,0010	0,0081
BI23	0,0009	0,0025	0,0012	0,0025	-0,0035	0,0086
BK32	-0,0009	0,0026	0,0015	0,0025	-0,0037	0,0084
PRP1	-0,0006	0,0028	0,0037	0,0027	-0,0046	0,0095
PRP2	-0,0003	0,0024	0,0015	0,0025	-0,0038	0,0084
PRP3	0,0009	0,0025	0,0015	0,0025	0,0172	0,0084
PRP4	0,0009	0,0026	0,0000	0,0025	-0,0047	0,0087
PRP5	0,0000	0,0026	0,0009	0,0025	-0,0007	0,0087

Para ilustrar as diferenças das coordenadas são apresentados as Figuras 5.6 a 5.8. Nestas figuras estão expostas as diferenças de coordenadas de todas as campanhas em relação à campanha 1. Desta forma tem-se os valores expostos para a campanha 1 iguais a zero, sendo os mesmos tomados como referência para comparações. Também estão dispostos os valores de desvio padrão das coordenadas para cada época. Diferenças negativas, em latitude significam deslocamento em direção ao Sul, para longitude em direção ao Oeste e para altitude indica recalque.

Analisando os gráficos destas figuras é possível constatar que em latitude os pontos B_A7, BF19, BD38, BK32, PRP1, PRP3, PRP4, PRP5, PRP6 e PRP7 apresentam comportamento oscilatório com leve tendência para o Norte, e o ponto PRP2 para o Sul. O ponto B_K7, pode ser considerado estável. Os demais pontos apresentam comportamento oscilatório sem uma indicação clara de tendência.

Figura 5.6 - Diferenças de Latitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.

Para o caso da longitude é possível constatar que os pontos B_A7, B_H8, B_K7, BI23, PRP1, PRP2, PRP3, PRP5, PRP6 e PRP7 apresentam comportamento oscilatório com leve tendência para o Leste, e os pontos BD38, BF19, BK32 e PRP4 para o Oeste (Figura 5.7).

Figura 5.7 - Diferenças de Longitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.

A maioria dos pontos (86%) apresenta em altitude um comportamento oscilatório com tendência de recalque (Figura 5.8). Os pontos que não apresentaram tendência de recalque foram o B_A7 e o BD38. Cabe destacar que as maiores variações foram apresentadas pelos pontos PRP2 e PRP3 na campanha 3, o que voltou a ocorrer para o ponto PRP2 na campanha 4. O ponto PRP3 por sua vez voltou a apresentar, na campanha 4, resultado próximo das campanhas 1 e 2. Isto pode indicar que ocorreu algum tipo de interferência nas observações realizadas nestes dois pontos na campanha 3 o que voltou a ocorrer na campanha 4 para o ponto PRP2. Ou talvez esteja realmente ocorrendo um recalque maior em PRP2, que nos demais pontos.

Figura 5.8 - Diferenças de Altitudes em relação a CP1 e seus Desvios Padrão.

De modo geral os resultados apresentados nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, apontam, por uma análise visual, que todos os pontos apresentam comportamento oscilatório, quer seja em latitude, longitude ou altitude. Possivelmente, isto é fruto do comportamento sazonal, influenciado pelo comportamento térmico (variação de temperatura) das estruturas da UHE de Itaipu, acrescido de uma parcela de flutuações probabilísticas dos resultados. Com o intuito de apresentar um resumo das tendências de direções de movimentação para cada ponto é apresentada a Tabela 5.19.

Essas tendências são verdadeiras, ou serão incompatibilidades entre as soluções? Para se responder esta pergunta seria necessário realizar uma série maior de campanhas com mesmas características de levantamento, mas principalmente com melhores condições atmosféricas, e compará-las, ou ainda realizar um monitoramento contínuo, de alguns pontos, para acompanhar seu comportamento. De forma que com uma série maior de resultados também é possível aplicar técnicas de regressão linear para ajustar uma curva de tendência

para cada componente dos pontos envolvidos.

Cabe ressaltar o fato de que as campanhas foram realizadas em períodos diferentes em cada ano o que associado à ocorrência das variações sazonais de temperatura das estruturas, podem estar influenciando os resultados e por consequência resultando nestas tendências. Tomando a Figura 2.12 como exemplo caso fossem realizadas observações nas épocas 6/2002, 7/2003 e 8/2004 os resultados demonstrariam tendência de deslocamento em uma direção. Mas caso as épocas escolhidas fossem 4/2002, 11/2003 e 6/2004 a tendência de deslocamento seria na direção oposta.

Tabela 5.19 - Tendência de direção de movimentação para cada ponto.

ID PONTO	Latitude	Longitude	Altitude
B_A7	Norte	Leste**	Elevação
B_H8	-	Leste	Recalque
B_K7	Estável	Leste	Recalque
BD38	Norte	Oeste	Elevação
BF19	Norte	Oeste	Recalque
BI23	-	Leste	Recalque
BK32	Norte	Oeste*,**	Recalque
PRP1	Norte	Leste	Recalque
PRP2	Sul	Leste	Recalque
PRP3	Norte	Leste	Recalque
PRP4	Norte	Oeste	Recalque
PRP5	Norte	Leste	Recalque
PRP6	Norte	Leste	Recalque
PRP7	Norte	Leste	Recalque
-	Não é possível afirmar se existe tendência		
*	Necessita de mais resultados para confirmação		
**	Em direção ao leito do rio		

5.3.2 Aplicação do Teste de Congruência Global

Com o intuito de confirmar a presença de deslocamentos nos pontos da rede Itaipu entre as campanhas e confrontar as análises apresentadas no item 5.3.1 foi aplicado o TCG 3D, utilizando coordenadas cartesianas X, Y e Z e suas respectivas

MVC's, e para o TCG 2D (planimétrico) e TCG 1D utilizou-se as coordenadas elipsoidais ϕ , λ e h , e suas respectivas MVC. O TCG 2D foi aplicado utilizando ϕ e λ , e o TCG 1D para cada uma das componentes (ϕ , λ e h). Para cada campanha foi realizado um ajustamento para gerar coordenadas X, Y e Z e outro para gerar coordenadas ϕ , λ e h . No momento do teste as diferenças de coordenadas para ϕ , λ e h foram convertidas para valores em metros por meio das equações (5.2) e (5.3), pois as variâncias presentes nas MVC estavam em m^2 . Como citado no item 4.9 foram utilizadas rotinas desenvolvidas em MATLAB para a aplicação do TCG.

Os testes foram aplicados considerando as combinações de campanhas apresentadas na Tabela 4.10. No caso do teste unidimensional o mesmo somente foi aplicado ponto a ponto. Na análise tridimensional e bidimensional os testes foram aplicados da seguinte forma:

- ponto a ponto;
- para a rede completa (rede A); e
- para a rede sem as estações de injeção (rede B).

Foram adotados 7 níveis de significância para aplicar os testes. Para cada nível de significância foi calculado um valor de $F_{\alpha,h,r}$ crítico e comparado com o valor da estatística F_c . O valor de $\alpha=0,317$ ($1-\sigma$) foi empregado para comparar diretamente os resultados da análise apresentada na sessão anterior que considerou 1σ (68,3%). Lembrando que a rejeição e aceitação de H_0 indicam respectivamente, possível movimento e possível falta do mesmo. Os resultados do TCG estão apresentados nas Tabelas 5.20 a 5.37. Para efeito de melhor entendimento das análises, os valores de α sempre serão referenciados de forma decrescente (de $\alpha=0,317$ até $\alpha=0,001$), sendo indicado o resultado da AG e se o TCG confirmou tal indicação e até que nível de significância.

Os testes e análise aplicados entre as campanhas 1 e 2 apresentaram indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

- B_K7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;

Tabela 5.21 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 2.

Ponto	F_c	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,1519	2,3148	3,0165	3,7203	4,6543	5,3634	7,0186
B_A7	0,0828	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_H8	0,5525	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_K7	1,6381	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BD38	0,2031	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BF19	0,491	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BI23	0,7659	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BK32	0,3071	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP1	1,0065	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP2	2,8945	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP3	0,6849	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP4	5,8399	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito
PRP5	0,3728	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP6	0,1731	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP7	0,3596	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE A	0,854	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE B	1,1154	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito

Tabela 5.22 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 2.

Ponto	-	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,0036	2,7171	3,8629	5,0588	6,6935	7,9604	10,9762
	$F_c(\phi)$ $F_c(\lambda)$ $F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	0,0327 0,1352 0,0357	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	1,0578 0,0433 0,0003	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0000 3,2757 1,2164	AC RE RE	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BD38	0,0404 0,3734 1,9641	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	0,6225 0,3689 1,8199	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BI23	1,0793 0,5048 0,0239	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	0,5724 0,0374 2,2669	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	0,2447 1,7430 0,6741	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP2	5,6715 0,1155 1,8411	RE AC RE	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP3	1,3324 0,0388 0,1661	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP4	9,4300 1,6145 0,4747	RE RE AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC
PRP5	0,7456 0,0000 0,4501	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP6	0,0341 0,3161 0,0779	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP7	0,1456 0,5946 0,1607	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
AC	Aceito							
RE	Rejeitado							

Na comparação entre as campanhas 1 e 3 a análise aplicada apresentou indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

– BF19, com os resultados para:

a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;

Tabela 5.24 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 3.

Ponto	F_c	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,1515	2,3133	3,0138	3,7163	4,648	5,3551	7,0045
B_A7	0,8996	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_H8	0,2495	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_K7	0,1180	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BD38	0,7338	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BF19	2,6842	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BI23	0,2425	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BK32	0,8817	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP1	0,1694	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP2	0,7428	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP3	4,1142	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito
PRP4	0,3826	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP5	1,5819	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE A	0,8000	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE B	1,0557	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito

Tabela 5.25 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 3.

Ponto	-	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,0033	2,7156	3,8602	5,0544	6,686	7,9501	10,9572
	$F_c(\phi)$ $F_c(\lambda)$ $F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	0,1352 1,6772 0,0174	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	0,4431 0,0498 0,0902	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0464 0,1890 0,5925	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BD38	0,7081 0,7257 0,3267	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	5,1840 0,2056 1,9768	RE AC RE	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BI23	0,4416 0,0485 0,0098	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	0,6893 1,0943 1,3991	AC RE RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	0,3046 0,0350 0,1612	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP2	1,3334 0,1494 18,3135	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE
PRP3	7,5029 0,7337 19,8519	RE AC RE	RE AC RE	RE AC RE	RE AC RE	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE
PRP4	0,3723 0,4006 2,2110	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP5	2,5005 0,6487 0,0969	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
AC	Aceito							
RE	Rejeitado							

Confrontando as campanhas 1 e 4 a análise apresentou indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

– B_A7, com os resultados para:

a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;

b) TCG 3D: Aceita H_0 para todos os valores de α , indicando compensação devido aos valores das diferença das outras coordenadas serem muito inferiores aos seus respectivos desvios padrão;

- c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$;
- B_K7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ e h ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,10$;
 - c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$ para λ e até $\alpha=0,05$ para h ;
- BF19, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,005$;
- BK32, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: aceita H_0 para todos os valores de α , indicando compensação devido aos valores das diferença das outras coordenadas serem muito inferiores aos seus respectivos desvios padrão;
 - c) TCG 2D: aceita H_0 para todos α , indicando coerência com AG;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$;
- PRP1, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,05$;
- PRP2, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: confirmando para todos os valores de α ;
 - c) TCG 2D: rejeitando H_0 para $\alpha=0,317$, indicando contribuição das diferenças das outras coordenadas;
 - d) TCG 1D: confirmando para todos os valores de α ;
- PRP3, com os resultados para:

Tabela 5.27 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 1 e 4.

Ponto	F_c	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,1514	2,3127	3,0129	3,7149	4,6458	5,3521	6,9994
B_A7	1,7289	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_H8	1,1567	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_K7	1,5825	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BD38	0,4749	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BF19	4,4719	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito
BI23	0,4897	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BK32	0,0173	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP1	2,3063	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP2	1,5377	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP3	5,8686	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito
PRP4	0,7874	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP5	1,9058	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP6	1,1124	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP7	5,2947	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito
REDE A	1,5964	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito
REDE B	2,0544	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito

Tabela 5.28 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 1 e 4.

Ponto	-	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,0032	2,7151	3,8592	5,0528	6,6834	7,9465	10,9505
	$F_c(\phi)$ $F_c(\lambda)$ $F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	3,3362 0,1346 0,0100	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	0,3506 1,9270 0,7268	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0000 3,1648 3,8797	AC RE RE	AC RE RE	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BD38	0,3391 0,5946 0,2150	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	8,3297 0,6723 1,1277	RE AC RE	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC
BI23	0,0000 0,9791 0,5104	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	0,0346 0,0000 2,9588	AC AC RE	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	0,0262 4,5848 1,1279	AC RE RE	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP2	1,5520 1,5247 19,7258	RE RE RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE
PRP3	8,8474 2,8296 0,6289	RE RE AC	RE RE AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC
PRP4	1,2526 0,3334 4,4673	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP5	2,1056 1,6324 0,1641	RE RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP6	1,3037 0,9141 0,1115	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP7	1,6556 8,7711 1,5336	RE RE RE	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC
AC	Aceito							
RE	Rejeitado							

A análise aplicada entre as campanhas 2 e 3 apresentou indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

- B_K7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;

- c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,10$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,025$;
- PRP2, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,05$;
 - c) TCG 2D: rejeitado para $\alpha=0,317$, indicando contribuição das diferenças das outras coordenadas;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,01$;
- PRP3, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: confirmando para todos os valores de α ;
 - c) TCG 2D: ocorreu o mesmo que para PRP2;
 - d) TCG 1D: confirmando para todos os valores de α ;
- PRP4, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,005$;

O TCG 1D também indicou rejeição da hipótese nula para os ponto PRP1 e B_A7 para valores de α entre 0,317 e 0,010, que pode ser justificado pelo fato das diferenças de coordenadas serem praticamente iguais à soma dos seus respectivos desvios padrão.

Considerando a rede A o TCG 3D e TCG 2D indicaram rejeição da hipótese nula somente para $\alpha=0,317$, podendo considerar esta rede como estável entre estas épocas. No caso da rede B o TCG 3D indicou rejeição de H_0 até o valor de $\alpha=0,01$, enquanto o TCG 2D apresentou rejeição até o valor $\alpha=0,10$, mostrando que as maiores variações ocorreram em h .

Tabela 5.29 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 2 e 3.

Ponto	F_c	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,1795	2,0953	2,6236	3,1436	3,8229	4,3329	5,5097
B_A7	0,9305	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_H8	0,2396	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_K7	1,4536	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BD38	0,7574	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BF19	0,5036	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BI23	0,2814	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BK32	1,4925	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP1	1,1839	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP2	3,0895	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP3	6,8618	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado
PRP4	3,2734	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito
PRP5	0,395	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE A	1,2789	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE B	1,7052	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito

Tabela 5.30 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 2 e 3.

Ponto	F_c	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,1516	2,3137	3,0146	3,7176	4,6499	5,3576	7,0088
B_A7	1,6201	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_H8	0,2174	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
B_K7	2,8886	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BD38	0,6316	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BF19	0,8243	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BI23	0,5761	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
BK32	2,2002	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP1	2,1004	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP2	1,2282	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP3	1,3549	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
PRP4	4,5793	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito
PRP5	0,4683	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE A	1,1681	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
REDE B	1,5195	Rejeitado	Rejeitado	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito

Tabela 5.31 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 2 e 3.

Ponto	-	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,0034	2,7161	3,861	5,0558	6,6883	7,9533	10,963
	$F_c(\phi)$ $F_c(\lambda)$ $F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	0,3173 2,9604 0,1153	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	0,2071 0,2119 0,1323	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0452 5,7539 0,2072	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BD38	1,1989 0,0498 0,8084	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	1,6040 0,0474 0,0309	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BI23	0,3109 0,8952 0,0083	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	2,6733 1,5934 0,3449	RE RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	1,2808 2,8813 0,2679	RE RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP2	2,4564 0,0000 7,3274	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC AC
PRP3	2,2898 0,4427 17,6203	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE
PRP4	7,9729 0,7308 0,0214	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC
PRP5	0,3307 0,6222 0,1990	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
AC	Aceito							
RE	Rejeitado							

Entre as campanhas 2 e 4 a análise apresentou indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

- B_A7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,050$;
- B_K7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,005$;
 - d) TCG 1D: confirmando para todos os valores de α ;
- BF19, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$;
- PRP1, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,025$;

- c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,005$;
 - d) TCG 1D: confirmando para todos os valores de α ;
- PRP2, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - c) TCG 2D: rejeitando H_0 para $\alpha=0,317$, indicando contribuição das diferenças das outras coordenadas;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,005$;
- PRP3, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,10$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$;
- PRP4, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,1$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,05$;
- PRP7, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em ϕ e λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,05$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,025$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,1$ para ϕ e até $\alpha=0,025$ para λ ;

O TCG 3D indicou movimento na rede A até o valor de $\alpha=0,05$ e para a rede B até o valor de $\alpha=0,005$. Enquanto o TCG 2D indicou movimento para a rede A para até $\alpha=0,005$ e em todos os níveis de α para a rede B. Este resultados devem estar relacionados com a maior ocorrência de rejeição de H_0 em planimetria do que em altimetria.

Tabela 5.34 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 2 e 4.

Ponto	-			$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-			1,0033	2,7155	3,86	5,054	6,6854	7,9493	10,9557
	$F_c(\phi)$	$F_c(\lambda)$	$F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	4,1095	0,5631	0,0938	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	2,5731	1,4773	0,9480	RE RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0000	12,5130	0,6276	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC
BD38	0,6401	0,0399	0,8049	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	3,6092	0,0382	0,1079	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BI23	0,9957	2,3363	0,1577	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	0,8271	0,0358	0,0042	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	0,4332	11,9780	0,0840	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC
PRP2	1,5763	0,8018	9,1344	RE AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC AC
PRP3	3,5712	2,3504	0,1835	RE RE AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP4	4,3593	0,6023	0,3733	RE AC AC	RE AC AC	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP5	0,2734	1,5408	0,0831	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP6	0,8688	0,1415	0,3643	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP7	2,8199	5,1406	0,8231	RE RE AC	RE RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
AC	Aceito									
RE	Rejeitado									

Finalmente entre as campanhas 3 e 4 a análise apresentou indicações de deslocamentos para os seguintes pontos:

- B_H8, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,10$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,10$;
- PRP1, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em λ ;
 - b) TCG 3D: confirmando para $\alpha=0,317$;
 - c) TCG 2D: confirmando até $\alpha=0,10$;
 - d) TCG 1D: confirmando até $\alpha=0,05$;
- PRP3, com os resultados para:
 - a) AG: indicando deslocamento em h ;
 - b) TCG 3D: confirmando até $\alpha=0,01$;
 - c) TCG 2D: aceita H_0 para todos α , indicando coerência com AG;
 - d) TCG 1D: confirmando para todos os valores de α ;

Devido ao pequeno número de pontos com indicação de movimentação a aplicação do TCG 3D e TCG 2D demonstrou que a rede A e a rede B não apresentaram movimentação.

Tabela 5.35 - Resultados da aplicação do TCG 3D entre as campanhas 3 e 4.

[illegible]

Tabela 5.36 - Resultados da aplicação do TCG 2D entre as campanhas 3 e 4.

[illegible]

Tabela 5.37 - Resultados da aplicação do TCG 1D entre as campanhas 3 e 4

Ponto	-	$\alpha=0,317$	$\alpha=0,10$	$\alpha=0,05$	$\alpha=0,025$	$\alpha=0,01$	$\alpha=0,005$	$\alpha=0,001$
$F_{\alpha,h,r}$	-	1,0031	2,7144	3,8579	5,0507	6,6798	7,9415	10,9413
	$F_c(\phi)$ $F_c(\lambda)$ $F_c(h)$	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h	ϕ λ h
B_A7	2,2323 0,8829 0,0012	RE AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_H8	1,6754 3,0018 0,5100	RE RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
B_K7	0,0452 2,2002 1,8611	AC RE RE	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BD38	0,0437 0,0000 0,0051	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BF19	0,7603 0,1899 0,0415	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BI23	0,3982 0,6925 0,4538	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
BK32	0,3554 1,0439 0,5357	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP1	0,1351 5,0480 0,6452	AC RE AC	AC RE AC	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP2	0,0424 1,0701 0,5647	AC RE AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP3	0,3842 1,0798 11,3738	AC RE RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE	AC AC RE
PRP4	0,3721 0,0000 0,7887	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
PRP5	0,0000 0,3839 0,0180	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC	AC AC AC
AC	Aceito							
RE	Rejeitado							

Confrontando os resultados dos Testes de Congruência Global com a análise realizada na sessão 5.3.1 pode ser observado que todas as indicações de deslocamento expostas pela AG são confirmadas com a rejeição H_0 do TCG 3D, TCG 2D e TCG 1D. Nos casos específicos onde a indicação do deslocamento ocorreu somente em altitude o TCG 2D indicou estabilidade no ponto, apresentando coerência entre a AG e o TCG de forma geral. A aplicação do TCG 1D indicou corretamente as direções dos deslocamentos ao menos até $\alpha=0,10$ e em alguns casos para valores menores de α . Quando os valores das diferenças de coordenadas são maiores, em valor absoluto, mas relativamente próximos das somas dos desvios padrão entre duas épocas os testes indicam deslocamento para valores de α maiores (entre 0,05 e 0,10) e estabilidade para valores de α menores. Mas quando a diferença de coordenadas, em valor absoluto, é bem maior que a soma dos desvios padrão a rejeição do teste ocorre para todos ou quase todos os valores de α .

Para os testes (1D, 2D e 3D) com valor de $\alpha=0,317$ ocorreu a rejeição do teste para alguns pontos que não foram indicados na análise geométrica, mas para os demais valores de α o teste foi aceito. Isto pode ter ocorrido, pois quando o valor de Δ_c (diferença de coordenadas entre duas épocas) é próximo da soma de seus desvios padrão ($\sum \sigma$) a hipótese nula do TCG é rejeitada para $\alpha = 1 - \sigma$, não

importando se Δ_c é maior ou menor que $\sum \sigma$.

Para valores de $\alpha \leq 0,10$ a hipótese nula somente é rejeitada quando $\Delta_c > \sum \sigma$, porém para valores de α menores (0,025, 0,01, e menores) H_0 normalmente é aceita.

Em consequência quando o valor Δ_c é bem maior que $\sum \sigma$, correspondente, o TCG indica rejeição de H_0 para todos os valores de α .

Na análise entre épocas com muitos pontos indicando deslocamento e/ou com valores maiores de Δ_c o TCG 2D e TCG 3D também indicaram o deslocamento da rede A e da rede B. Mesmo assim, a rede A foi considerada estável para alguns valores de α .

Também pode ser observado que para os pontos que apresentam as maiores Δ_c o valor da estatística F_c aumenta consideravelmente, indicando a sensibilidade do TCG.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

O objetivo principal que era desenvolver uma metodologia apropriada para detecção de deslocamentos em redes geodésicas utilizando tecnologia GNSS, com processamento utilizando programa científico, ajustamento de redes pelo MMQ, e aplicação de análise geométrica e teste estatístico para detecção de deslocamentos, foi atingido. Por consequência também foi cumprido o objetivo específico de continuar desenvolvendo pesquisas, na EPUSP, relacionadas com o emprego de tecnologia de posicionamento geodésico com satélites artificiais no monitoramento de estruturas. Da mesma forma foram cumpridos os objetivos específicos de utilizar a metodologia no Monitoramento Geodésico da Barragem de Itaipu e aplicar AG e TCG confrontando os resultados para verificar o desempenho da AG.

Os resultados das aplicações da AG e do TCG demonstraram boa coerência. Contudo, estranhamente a direção de deslocamento de grande parte dos pontos está para o Norte, o que em primeira análise parece estar contrária ao fluxo do rio. Este fato pode estar relacionados com as variações sazonais da temperatura nas estruturas (no caso da barragem). Para confirmar tal indicação será necessário, futuramente, aplicar uma transformação para obter coordenadas no sistema de eixos da barragem.

Por sua vez as diferenças em altitude dos pontos PRP2 e PRP3, são aparentemente muito grandes (em torno de 2 cm) em relação aos demais pontos e seria válida uma análise de recalque utilizando nivelamento geodésico de alta precisão.

Cabe lembrar que existe um lado positivo com o problema dos ruídos nas observações causados pela chuva durante a campanha 2. Este problema confirmou que os pontos EBBM e EBPI, apesar de oferecerem estabilidade estrutural, estão em locais desfavoráveis, com características não muito apropriadas à realização de observações GNSS, que propiciam aumento na incidência de multicaminho e ruído nas observáveis (item 4.4.2 e 5.1.2). O modo como os marcos EBBM e EBPI foram

monumentalizados apresentam características desfavoráveis para a realização de observações GNSS, sendo muito próximos e com altura inferior a outros corpos que provocam obstrução e reflexão do sinais GNSS.

As observações nos pontos PRP4 e EBPY também sofreram com o mesmo problema, mas em intensidade menor. Nos demais pontos as observações também sofreram um pouco de ruído, confirmando que não devem ser realizadas observações na rede durante variações atmosféricas (chuva e humidade), principalmente com a ocorrência de chuvas.

Os ajustamentos apresentaram bons resultados, sendo confirmados pela aplicação dos testes w e F . Também quando analisados empregando os valores de erro padrão indicados na Tabela 2.3 associados ao desvio padrão e as precisões nominais dos equipamentos, demonstraram que as observações utilizadas e o resultado do ajustamento estão satisfatórios.

Partindo das probabilidades de erro, para se alcançar um desvio padrão final de 1,6 mm, com 99% de probabilidade, será necessário atingir uma repetibilidade entre sessões de observação, com RMS de 0,5 mm com 1σ (68,3%).

Para se tentar alcançar tais valores empregando GNSS será necessário realizar várias sessões por ponto (mínimo de 5), com longo período de observação (mínimo de 4 horas) em condições totalmente favoráveis, o que permite que partes da sessão sejam eliminadas caso sejam detectados ruídos. Isto significa principalmente, com condições atmosféricas estáveis, mais especificamente no que se refere às chuvas.

Outra questão a ser avaliada é a possibilidade de construir e utilizar outros pontos para servirem como referência, sendo EBBM e EBPI desconsiderados, como se encontram atualmente. Para o ponto EBPY recomenda-se uma avaliação empregando as sugestões do parágrafo anterior, relativas às condições atmosféricas e tamanho das sessões, para poder concluir se o mesmo poderá continuar sendo usado como referência.

A análise dos resultados com emprego do TCG e da AG indicou deslocamento em diversos pontos. A indicação dos pontos que sofreram movimentos entre as campanhas foram os seguintes:

- entre as campanhas 1 e 2:

- a) B_K7 em λ ;

- b) PRP2 em ϕ ;
 - c) PRP4 em ϕ ;
- entre as campanhas 1 e 3:
 - a) BF19 em ϕ ;
 - b) PRP2 em h ;
 - c) PRP3 em ϕ e h ;
- entre as campanhas 1 e 4:
 - a) B_A7 em ϕ ;
 - b) B_K7 em λ e h ;
 - c) BF19 em ϕ ;
 - d) BK32 em h ;
 - e) PRP1 em λ ;
 - f) PRP2 em h ;
 - g) PRP3 em ϕ e λ ;
 - h) PRP4 em h ;
 - i) PRP7 em λ ;
- entre as campanhas 2 e 3:
 - a) B_K7 em ϕ ;
 - b) PRP2 em h ;
 - c) PRP3 em h ;
 - d) PRP4 em ϕ ;
- entre as campanhas 2 e 4:
 - a) B_A7 em ϕ ;
 - b) B_K7 em λ ;
 - c) BF19 em ϕ ,
 - d) PRP1 em λ ,
 - e) PRP2 em h ,
 - f) PRP3 em ϕ ,
 - g) PRP4 em ϕ ;
 - h) PRP7 em ϕ e λ ;
- entre as campanhas 3 e 4:
 - a) B_H8 em λ ;

6.2 RECOMENDAÇÕES

Partindo das conclusões anteriores sugere-se que nas próximas campanhas de levantamento em Itaipu sejam construídos dois novos marcos de referência, para substituir os pontos EBBM e EBPI. Estes novos marcos deverão estar em locais estáveis do ponto de vista estrutural e com boas condições para se realizar observações GNSS. Uma opção seria elevar os marcos EBBM (entre 1 m e 1,5 m) e EBPI (entre 2 m e 2,5 m).

Também é recomendado que sejam identificadas as épocas de máxima e mínima variação das estruturas, causadas pelas variações térmicas, e indicadas nas medidas efetuadas nos pêndulos. Isto para que as próximas campanhas de observação GNSS sejam realizadas nestes períodos. Desta maneira após se obter um conjunto maior de resultados será possível confrontar mais adequadamente os resultados desta metodologia com as medidas dos pêndulos.

Além de todas estas considerações recomenda-se que para próximas campanhas também sejam adotadas as seguintes características:

- Sessões com duração mínima de 4 horas;
- Mínimo de 5 sessões em cada ponto;
- Em caso de chuvas ou variações atmosféricas bruscas não devem ser executados levantamentos;

Sessões longas também favorecem a análise de intervalos de dados que apresentem alto ruído nas observações. Caso uma sessão, de um ponto específico, não apresente bons resultados será necessário observá-la novamente, considerando neste levantamento todos os pontos interconectados.

Aplicar transformações para obter coordenadas em um sistema fixo à barragem. Desta forma será possível avaliar os possíveis deslocamentos nas direções do fluxo do rio e normal a ele. Isso permitirá futuramente comparar tais resultados com os obtidos pelos pêndulos. Sendo interessante um trabalho futuro para confrontar os resultados obtidos nesta pesquisa com resultados advindos de outros métodos para confirmar sua validade, frente aos mesmos.

Outra análise interessante de ser aplicada seria a comparação dos

resultados com os valores das temperaturas das estruturas da barragem para confirmação de que a oscilação dos resultados estão relacionadas com as variações térmicas.

Da mesma forma seria interessante estudar maneiras de adaptar a AG de forma a atingir resultados ainda mais compatíveis com o TCG. Assim como realizar mais campanhas de observação para ter disponível uma série maior de resultados e poder aplicar técnicas de regressão linear podendo ajustar linhas de tendência para as direções de deslocamentos dos pontos da Rede Itaipu.

Os métodos estudados e empregados neste trabalho, futuramente poderão ser adaptados e aplicados no monitoramento de encostas próximas a rodovias e outras obras de engenharia que necessitem de monitoramento discreto e contínuo.

Futuramente seria interessante desenvolver um sistema computacional para análise de deslocamento agregando todos os tipos de análises aplicadas neste trabalho aproveitando ou adaptando as rotinas e programas desenvolvidos até então. Para aplicação em barragens também será necessário incorporar rotinas para transformações que forneçam resultados no sistema de eixos fixo à barragem. Podem ser utilizadas as transformações descritas em Fazan et al. (2002), complementadas pela propagação de variâncias, para obter as MVC's das coordenadas no sistema resultante.

O desenvolvimento da dissertação neste assunto possibilitará desenvolver estudo de metodologia (métodos e testes estatísticos) que poderá ser incluída em um sistema de monitoramento e avaliação da RBMC, seja em tempo real ou no modo pós-processado.

Desenvolver um sistema de monitoramento de deslocamentos em tempo real, para RBMC, seria importante principalmente para as estações que participam do serviço RBMC-IP e que futuramente participarão do serviço WADGPS que será disponibilizado para o IBGE. Atualmente, a avaliação do comportamento temporal das coordenadas das estações é realizada de forma pós-processada, sendo que os resultados para um dia específico ficam disponíveis cerca de 2 a 3 semanas após a observação. Caso seja detectado algum problema, o mesmo já poderá ter influenciado 2 ou 3 semanas de trabalho de usuários do serviço. Isto é comprovado, pois atualmente as estações VARG e UBAT, estão indisponíveis pois estão passando por avaliação, devido a alterações incomuns em suas coordenadas, influenciadas por motivos diversos. Mas o caso mais relevante é o da estação ONRJ que sofreu

variações em suas coordenadas (Figura 6.1), e que participa dos serviços em tempo real. Esta é uma estação importante para estes serviços, pois a mesma serve de referência de tempo, por estar conectada a um padrão atômico de frequência.

Figura 6.1 - Comportamento temporal das coordenadas da estação ONRJ (adaptado de <ftp://geoftp.ibge.gov.br/SIRGAS/Graficos/>, acesso em: fev. 2010).

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, S.C.. **Investigação do comportamento de integração das tecnologias SIG/GPS: definição de metodologia cadastral para a SABESP de Presidente Prudente**. 1999. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Estadual Paulista, Presidente Prudente, 1999.

BETIOLI, I.; et al.. Projeto itaipu – aspectos relacionados com a segurança das estruturas e equipamentos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 23., 1999, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1999a, p. 213-221. .

BETIOLI, I., et al.. Comportamento das estruturas de concreto da usina hidrelétrica de Itaipu após 16 anos de operação. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 23., 1999, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1999b, p. 223-234

BUENO, R. F.. **Monitoração, por GPS, de deslocamentos em estrutura com carga dinâmica**. 2007. 192 p. Tese (Doutorado) - ESCOLA POLITÉCNICA, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

CARDIA, R. J. R. **Auditoria em segurança e controle de barragens**. VI SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE PEQUENAS E MÉDIAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS. BELO HORIZONTE, MG, 21 A 25 DE ABRIL DE 2008.

CASPARY, W. F. **Concepts of network and deformation analysis**. Kensington, N.S.W., Australia: School of Geomatic Engineering, The University of New South Wales, 2000. 183 p.

CDBD - Comitê Brasileiro de Barragens. **Guia básico de segurança de barragens**. COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo/CBGB, 2001. 77 p.

CBDB. Dicionário de Barragens - Pesquisa Avançada. Disponível em: <<http://www.cbdb.org.br/site/dicionario.asp>>. Acesso em: fev. 2009.

CELERI, Aloisio **Monitoring instrumentation and safety dams**. River and Dam Engineering, 2, 1995, Brazil.

CHAVES, J.C.. **Uso da tecnologia GPS na monitoração de deformação: sistemas, etapas e experimentos**. 2001. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

CHAVES, J. C. et al. **Deteção de deslocamentos horizontais com pêndulo direto e GPS**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA, 23., 2005, Macaé-RJ. Anais... Macaé, RJ, 2005.

CHYZANOWSKI, A. **Existing resources, standards, and procedures for precise monitoring and analysis of structural deformations** – volume I. Virginia: U.S. Army Corps of Engineers - Topographic Engineering Center, 1992. 190 p. (Technical Report TEC-0025).

CINTRA, J. P. . **A triangulação de Delaunay e suas aplicações**. Anais da EPUSP, São Paulo, v. 1, p. 167-180, 1988.

COMUNIDADE DA CONSTRUCAO. Sistemas à base de cimento. Disponível em: <<http://www.comunitedadaconstrucao.com.br>>. Acesso em: nov. 2008.

Congresso Internacional sobre Grandes Barragens e a 77ª Reunião anual da ICOLD/CIGB. Disponível em: <<http://www.icoldbrasil2009.org/portugues/large%20dams%20in%20brazil.htm>>. Acesso em: fev. 2009.

COSTA, T. LANÇA, R.. **Disciplina de hidráulica aplicada - núcleo de hidráulica e ambiente**. Notas de Aula. UNIVERSIDADE DO ALGARVE. 2001.

DACH, R. et al. **Bernese GPS Software Version 5.0**. Bern: Astronomical Institute, University of Bern. 2007, 612 p.

DALMOLIN, Q.. **Ajustamento por Mínimos Quadrados**. 1. ed. Curitiba: Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, 2002. v. 01. 174 p

DGFI. Projects. Disponível em: <<http://www.dgfi.badw.de>>. Acesso em: out. 2009.

DKIMAGES.COM. THE IMAGE ENCYCLOPAEDIA. Disponível em: <<http://www.dkimages.com/discover/DKIMAGES/Discover/Home/Technology/Engineering/Dams/Types/index.html>>. Acesso em: fev. 2009.

ENERCAN. Campos Novos Energia SA. Disponível em:
<<http://www.enercan.com.br>>. Acesso em: jan. 2010.

European Commission (2003). **WORLD WIDE RADIONAVIGATION SYSTEM - Evaluation of GALILEO Performance against Maritime GNSS Requirements**. Submitted to the International Maritime Organization, Sub-Committee on Safety of Navigation, NAV 49/13. Disponível em www.sjofartsverket.se/upload/5473/49-13.pdf. Acesso em: out. 2009.

European Comission. Science and Technology. Disponível em:
<http://ec.europa.eu/news/science/070522_1_pt.htm>. Acesso em: fev. 2009.

FAZAN, J. A. ; Chaves, J. C. ; Barbosa, M.H.F. ; Cestari Junior, E. ; Gomes, A.P. ; Olival, V.V; Itame, O. Y. ; Hasegawa, J. K.. **Análise de deslocamentos em barragens com GPS e levantamentos geodésicos**. In: XXI Congresso Brasileiro de Cartografia, 2003, Belo Horizonte, MG.

FAZAN, J.A; BARBOSA, M.H.F., de OLIVAL, V.V., GOMES, A.P.. **Determinação de Deslocamentos em Barragens. Presidente Prudente, 2002**. Relatório de Trabalho de Graduação. Departamento de Cartografia, FCT/Unesp.

FERREIRA, A. B. de H.. **Novo aurélio Século XXI: o dicionário da língua portuguesa** – 3.ed totalmente revista e ampliada. Rio de Janeiro. Editora Nova Fronteira, 1999.

FERREIRA, M. A. L., FIGUEREDO, A. M.. **Chroma Key a partir de imagens de TV**. Artigo que descreve o trabalho da disciplina de Fundamentos de Computação Gráfica. Pós Graduação da Informática. PUC-RIO, 2006. Disponível em
<<http://www.tecgraf.puc-rio.br/~mgattass/fcg/trb06/T2-Aurelio%20&%20Mauricio/paper2.doc>>. Acesso em: out. 2009.

FIBGE - Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Especificações e Normas Gerais para Levantamentos GPS**. Departamento de Geodésia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998.

FONSECA JUNIOR, E. S. **O Sistema GPS como Ferramenta para à Avaliação da Refração Ionosférica no Brasil**. São Paulo, 2002. 176 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da USP.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS SA. SISTEMA FURNAS. Disponível em:
<<http://www.furnas.com.br/hotsites/sistemapfurnas/>>. Acesso em: nov. 2008

GEHRING, J., G. **Aspectos atuais na avaliação da segurança de barragens em operação**. São Paulo, 1987. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da USP.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações: aplicações geodésicas**. Curitiba: Ed. UFPR, 1994. 319 p.

GHILANI, C. D.; WOLF, P. R. **Adjustment computations: spatial data analysis**. 4th ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006. 611 p.

GOLZÉ, A. R.. **Handbook od dam engineering**. Litton Educational Publishing. New York, 1977.

GOMES, C.C.. **Projeto de barragens**. Texto didático. Disponível em <<http://www.carisia.com.br/BarragensGAula.html>>. Acesso em: jan. 2008.

GRONTMIJ. **MOVE3 User Manual**. Nederland: 2006, 76 p.

GUTSTEIN, D.. **Estudo das tensões na fundação de barragens de gravidade de concreto pelo método dos elementos finitos**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis Abril de 2003.

HEADING - UP STRUCTURE. DAMS & RESERVOIRS. Disponível em: <<http://osp.mans.edu.eg/tahany/dams1.htm>>. Acesso em: fev. 2009.

HELP. BERNESE GPS SOFTWARE, Version 5.0.

HOFMANN-WELLENHOF, B., LICHTENEGGER, H., WASLE, E. **GNSS – Global Navigation Satellite Systems: GPS, GLONASS, Galileo and more**. Spring Wien NewYork Velarg, 2007. 516p.

HOFMANN-WELLENHOF, B., LICHTENEGGER, H., COLLINS, J.. 5 ed. **GPS theory and practice**. Wien: Spring-Velarg, 2001. 370p.

HUDNUT, K. W.; BEHR, J. A. **Continuous GPS monitoring of structural deformation at pacoima dam**. Seismological Research Letters, El Cerrito, Ca., v. 69, n. 4, p. 299-308, 1998.

IERS. Data / Products. Disponível em: <<http://www.iers.org>>. Acesso em: mai. 2007.

IERS. BULLETIN A. Disponível em: <<http://www.iers.org/>>. Acesso em: out. 2009.

IERS. IERS BULLETIN – A. <<http://maia.usno.navy.mil/ser7/ser7.dat>>. Acesso em: mai. 2007.

IGS. The IGS Tracking Network. Disponível em: <<http://igscb.jpl.nasa.gov/network/complete.html>>. Acesso em: out. 2009.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **RECOMENDAÇÕES PARA LEVANTAMENTOS RELATIVOS ESTÁTICOS – GPS**. DGC – DIRETORIA DE GEOCIÊNCIAS. CGED – COORDENAÇÃO DE GEODÉSIA. Abril de 2008a. Disponível em www.ibge.gov.br

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Padronização de Marcos Geodésicos**. DGC – DIRETORIA DE GEOCIÊNCIAS. CGED – COORDENAÇÃO DE GEODÉSIA. Agosto de 2008b. Disponível em www.ibge.gov.br

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Tutorial Bernese 5.0**. DGC – DIRETORIA DE GEOCIÊNCIAS. CGED – COORDENAÇÃO DE GEODÉSIA. Rio de Janeiro, 2007.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **IBGE lança o Mapa de Biomas do Brasil e o Mapa de Vegetação do Brasil, em comemoração ao Dia Mundial da Biodiversidade**. <http://www.ibge.gov.br/home/presidencia/noticias/noticia_visualiza.php?id_noticia=169> 2004. Comunicação Social.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.. **Nivelamento geodésico – manual de operações**. DGC - Diretoria de Geociências. Rio de Janeiro, 1984.

IBGE. Geociências / Geodésia. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: out. 2009.

ITAIPU BINACIONAL. **Análise dos deslocamentos planimétricos geodésicos em ITAIPU**. Foz do Iguaçu. Central Hidrelétrica de Itaipu, 2002. (Relatório 2037.50.1540-P).

ITAIPU BINACIONAL. **Auscultação geodésica das estruturas – 45ª campanha planimétrica**. Foz do Iguaçu. Central Hidrelétrica de Itaipu, 2005. (Relatório 2037.56.16028 .P.RO).

ITAIPU Binacional. **The Itaipu hydroelectric project 12,600 MW: Itaipu (Power plant)**. 503 p. LCCN: 85155844. Brasília, 1981.

ITAIPU BINACIONAL. A a história da maior hidrelétrica do mundo. Disponível em: <www.itaipu.gov.br>. Acesso em: fev. 2009.

ITRF. ITRF Map Server. Disponível em: <<http://itrf.ensg.ign.fr/GIS/>>. Acesso em: out. 2009.

KUANG, S. **Geodetic network analysis and optimal design: concepts and applications**. Chelsea, Michigan: Ann Arbor Press, 1996. 368 p.

KULKARNI, M. N. et al. **GPS & structural monitoring: deformation studies of Koyna Dam**. Information relative to Cartography and Geodesy, Frankfurt, v. 15, n. 11, p. 14-19, 2004.

LAIER, J. E. **Dinâmica das estruturas**. NOTAS DE AULA. ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DA USP, 2000.

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

LEICK, A.. **GPS satellite surveying**. New York: John Wiley Esons, 1995. 560p.

LNEC. **Proposta de uma metodologia para sistematização da informação das inspeções visuais em barragem de Betão**, 1997, Lisboa, Portugal

LOZANO, F. A. E.. **Seleção de locais para barragens de rejeitos usando o método de análise hierárquica**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica (EP). 2006.

LUZ, G. M. de; LUNA, S. L. de.. **GESTIN CONCRETO – Sistema Computadorizado de instrumentação do Concreto**. Anais...In: Reunião Anual do IBRACON, Brasília, 1983.

MAGALHÃES, G. M., PASSARO, A., ABE, N. M.. **Geração de Malha de Delaunay Orientada a Objetos**. Anais do Worcomp'2000 – Workshop de Computação, São

José dos Campos, SP, 17-18/10/2000.

MARCOLIN, N.. **Águas domadas: Há 30 anos começavam as obras de Itaipu, a maior hidrelétrica do mundo.** Revista Pesquisa FAPESP: Edição Impressa 109 - Março 2005.

MARZA V. I., BARROS L. V., SOARES . E. P., CARVALHO J. M., FONTENELE D. P., CHIMPLIGANOND C. N., CAIXETA D., GOMES I. P., FURTADO G. O., CARIM A. L., SOUZA G. F., CALIMAN E. H. E BARROS J. B.. **Aspectos da sismicidade induzida por reservatórios no Brasil.** Págs. 199 a 212. XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. ANAIS VOL. I, 345p. Belo Horizonte/MG, 22 a 26 de março de 1999.

MATOS, S. F.. **Avaliação de instrumentos para auscultação de barragem de concreto. Estudo de caso: deformímetros e tensômetros para concreto na barragem de itaipu.** Dissertação de Mestrado. UFPR. Curitiba 2002.

MCARTHUR, D.J. ; STEEVES, R.R.. **ON THE IMPACT OF THE ACTIVE CONTROL SYSTEM ON SURVEY CONTROL NETWORKS.** Geodetic Survey Division, Canada Center for Surveying, Ottawa, 1988.

MENESCAL R de A. **A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil.** Brasília: Proágua, 2005.

Ministério da Integração Nacional. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens.** 2002. Secretária de Infra-Estrutura Hídrica. Brasília – DF . Julho 2002 Disponível em <http://www.codevasf.gov.br/principal/publicacoes/publicacoes-atuais>. Acesso em: jan. 2010.

Ministério da Integração Nacional. Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br/infraestruturahidrica/index.asp?area=barragens>. Acesso em: fev. 2009.

MONICO, J. F. G. **Ajustamento e análise estatística de observações aplicados na detecção de deformações.** 1988. 89 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 1988.

_____. **Posicionamento pelo GNSS: descrição, fundamentos e aplicações.** São Paulo: Editora Unesp, 2008.

_____. **Referenciais Geodésicos:** Baseado na Tese de Livre Docência de João Francisco Galera Monico. FCT/Unesp – Presidente Prudente, Junho de 2005. Disponível em http://200.145.185.224/referencial/ref_geod.pdf. Acesso em: out. 2009.

_____. **Transformação entre Referenciais Celeste e Terrestre de acordo com a Resolução IAU 2000.** SÉRIE EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS V. 4 (pp. 31-41). Curitiba, 2004.

PEREZ, J. A. S.. **Campo de Velocidade para as estações da RBMC e IGs Localizadas na Placa Sul-Americana: Estimativa através do Processamento de Dados GPS.** 2002. 166f. Dissertação (Mestrado em Ciências Cartográficas) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. *Orientador:* Joao Francisco Galera Monico.

PIRES, F. B.. **Triangulações regulares e aplicações.** 2008. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação (ICMC), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

RIBEIRO, F. C. D. **Proposta de metodologia para verificação da estabilidade dos pilares de redes para monitoramento geodésico de barragens – Estudo de caso.** 2008. Dissertação (Mestrado) - ESCOLA POLITÉCNICA, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

RÜEGER, J.M.. **OVERVIEW OF GEODETIC DEFORMATION MEASUREMENTS OF DAMS.** ANACOLD Conference, 2006. 34 p. Disponível em: <www.gmat.unsw.edu.au/snap/publications/rueger_2006a.pdf>. Acesso em: jan. 2010.

RUTLEDGE, D. R. et al. **Dam stability: assessing the performance of a GPS monitoring system.** GPS World, Eugene, Or., v. 17, n. 10, p. 26-33, 2006.

SÁ, N.C. de. **GPS: fundamentos e aplicações.** Departamento de Geofísica, Universidade Federal de São Paulo. São Paulo, 1999.

SEEBER, G. **Satellite geodesy.** 2nd ed. Berlim: Walter de Gruyter, 2003. 589 p.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto.** São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

SOARES, M. A.; et al.. **Novas Metodologias Aplicadas ao Monitoramento da Barragem de Salto Caxias**. Revista Espaço Energia (ISSN 1807857-5). Ed 1. Outubro, 2004.

TEIXEIRA, N. N. K.; FERREIRA, L.D.D. **Detecção e análise de deslocamento vertical da crosta em regiões de grandes barragens com o sistema de posicionamento global**. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. Anais...São Paulo, 2006. p. 127-138.

TEUNISSEN, P.J.G., KLEUSBERG, A.. **GPS For Geodesy**. Berlin: Editora Springer, 1998. 650p.

TEUNISSEN, P.J.G. VERHAGEN, S. 2004. **On the foundation of the popular ratio test for GNSS ambiguity resolution**. In: ION, 17. Long Beach, CA.

TEUNISSEN, P.J.G.. **Testing Theory: an introduction**. Delft: Delft University Press. 145p. 2000.

_____. **Towards a unified theory of GNSS ambiguity resolution**. Journal of Global Positioning Systems, 2(1):1–12. 2003a.

_____. **The parameter distributions of the integer GPS model**. Journal of Geodesy, 76: 41-48. 2003b.

VEIGA, L. A. K. et al. O uso de poligonais de precisão para o monitoramento de pontos em galerias de drenagem: a experiência da usina hidrelétrica de Salto Caxias. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2006. p. 287-295.

VERHAGEN, S. **The GNSS integer ambiguities: estimation and validation**. Ph.D. Thesis, Delft Institute of Earth Observation and Space Systems, Delft University of Technology. 2005.

VILLALON, O., et al.. Levantamentos geodésicos da barragem de Itaipu. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 23., 1999, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1999a, p. 247-258.

VILLALON, O., et al.. Desempeño de las estructuras y fundaciones de las presas de tierra y enrocado. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 23., 1999, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1999b, p. 235-246.

ANEXOS A - FOTOGRAFIAS DOS PONTOS ENVOLVIDOS NOS LEVANTAMENTOS DAS 4 CAMPANHAS.

Fotografia 1 -: Marco de referencia EBBM.

Fotografia 2 - Marco de referencia EBPY.

Fotografia 3 - Marco de referencia EBPI.

Fotografia 4 - Marco da estação ITAI.

Fotografia 5 - Pilar 1 (P1).

Fotografia 6 - Pilar 2 (P2).

Fotografia 7 - Pilar 3 (P3).

Fotografia 8 - Pilar 4 (P4).

Fotografia 9 - Pilar 5 (P5).

Fotografia 10 - Pilar 6 (P6).

Fotografia 11 - Pilar 7 (P7).

Fotografia 12 - Ponto A7 na crista do vertedouro.

Fotografia 13 - Ponto D38 na crista da barragem lateral/contra-forte.

Fotografia 14 - Ponto F19 na crista da barragem principal.

Fotografia 15 - Ponto H8 na crista da barragem principal.

Fotografia 16 - Ponto I23 na crista da barragem principal.

Fotografia 17 - Ponto K7 na crista da barragem de enrocamento.

Fotografia 18 - Ponto K32 na crista da barragem de enrocamento.