

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ**

**FELIPE MENDES SUCI**

**ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA REDE GEODÉSICA DE  
MONITORAMENTO DA UHE SALTO CAXIAS**

**CURITIBA  
2012**

FELIPE MENDES SUCI

ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA REDE GEODÉSICA DE  
MONITORAMENTO DA UHE SALTO CAXIAS

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Área de Concentração em Geodésia, Departamento de Geomática, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Ciências.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Luis Faggion

CURITIBA  
2012

Suci, Felipe Mendes

Estudo sobre a estabilidade da rede geodésica de monitoramento da  
UHE Salto Caxias / Felipe Mendes Suci – Curitiba, 2012.  
87 f.: il., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Luis Faggion

Dissertação (Mestrado) – Dissertação apresentada como requisito  
Parcial à obtenção do grau de Mestre, Programa de Pós-Graduação em  
Ciências Geodésicas, Departamento de Geomática, Setor de Ciências da  
Terra, Universidade Federal do Paraná.

Inclui Bibliografia.

1. Redes - Geodésia. 2. Geodésia. I. Título. II. Faggion, Pedro Luis.  
III. Universidade Federal do Paraná.

CDD 526.98

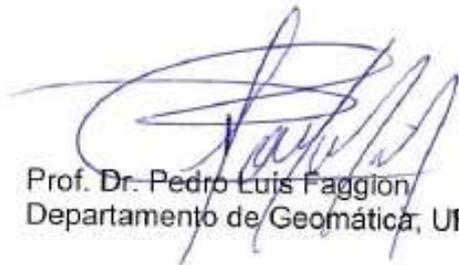
## TERMO DE APROVAÇÃO

FELIPE MENDES SUCI

*"ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DA REDE GEODÉSICA DE  
MONITORAMENTO DA UHE SALTO CAXIAS"*

Dissertação nº 253 aprovada como requisito parcial do grau de Mestre no Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

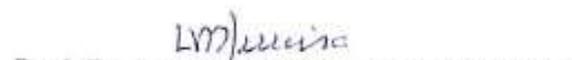
Orientador:



Prof. Dr. Pedro Luis Faggion  
Departamento de Geomática, UFPR



Prof. Dr. Ana Paula Camargo Larocca  
Universidade de São Paulo, USP



Prof. Dr. Luiz Danilo Damasceno Ferreira  
Departamento de Geomática, UFPR

Curitiba, 29 de fevereiro de 2012.

Aos meus pais, Nilza e Carlos Alberto.

À minha irmã, Luana.

## AGRADECIMENTOS

Ao Bom Deus, pela dádiva alcançada e pela oportunidade de ter cumprido essa importante etapa da minha vida com saúde e sempre com o desejo de chegar ao final.

À Nilza, minha mãe, por, em vários momentos, abrir mão dos sonhos dela em prol dos meus, por me incentivar e me nortear sempre que preciso.

Ao meu pai, Carlos, que não pode me abraçar mais para me dar os parabéns, mas que, em algum lugar, está olhando por mim, e junto de Deus, me protegendo e me guiando.

À minha irmã, Luana, por todo o incentivo dado nas horas de cansaço e de tristeza.

Ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas pela oportunidade concedida.

Aos laboratórios LaIG I, LaIG II e LabTOPO pelo empréstimo dos receptores GPS que possibilitaram a realização desse trabalho.

À Mônica, por sempre estar de prontidão para ajudar nas horas de aperto burocrático e pelas boas risadas na secretaria.

À Bibliotecária Vilma Machado pelo auxílio na normatização do presente trabalho e pela elaboração da ficha catalográfica do mesmo.

À Itaipu Binacional, que através do Engenheiro Civil Alexandre Donida Osório e do Técnico em Topografia Agnaldo Fernandes de Souza, me forneceram prontamente os dados da estação de monitoramento contínuo ITAI localizada naquela barragem.

Ao IBGE e IGS pelo fornecimento de dados RINEX das estações base e das efemérides precisas respectivamente, ambas de forma gratuita.

Ao CNPq pela bolsa de estudos fornecida durante esses vinte e quatro meses.

À Raquel, pelas horas compartilhadas no LaIG, pelas palavras de apoio e pelos bons momentos compartilhados.

Aos Professores Mestres Wander da Cruz, Daniel Perozzo dos Santos e Daniel Carvalho Granemann e Engenheiro Cartógrafo Niarkios Luis Santos de Salles Graça pela companhia, rodas de viola e pela disponibilidade em sempre ajudar durante as campanhas em Salto Caxias.

Aos amigos do PPGCG: Glória, Karoline, Marcos Basso, Meire, Elizziane, Rodrigo, Tiago, Henry, Miguel, Marly, Felipe Marques, Evelyn e todos os outros que de uma forma ou de outra estiveram presentes nessa caminhada.

Aos amigos da República Varal, Santos, Gaúcho, Lázaro, Vinícius e Tiago.

Aos amigos-irmãos Ricardo, Fernanda e Laila.

Aos Engenheiros Agrimensores e grandes amigos, André Borges, Marcos de Paulo, Leandro Amaral e Camila Diogo.

Ao Engenheiro Marcos Soares pela presença sempre importante durante as campanhas.

Aos Professores do PPGCG por terem transmitido, sempre que requisitados, o conhecimento que lhes é de direito.

Aos Professores Doutores Danilo Damasceno e Regiane Dalazoana pelas sugestões, críticas e aconselhamentos, importantes para o meu trabalho e para minha caminhada profissional.

À Professora Doutora Ana Paula Camargo Larocca pela participação na banca de qualificação e de defesa da dissertação e pelas preciosas sugestões para o enriquecimento do presente trabalho.

Ao Professor Doutor Luis Augusto Koenig Veiga por sempre estar disposto a ajudar, emprestar materiais e tirar dúvidas sempre com prontidão e bom humor.

Ao Professor Doutor Carlos Aurélio Nadal, por sempre estar disposto a compartilhar boas ideias e me chamar a atenção em relação aos meus erros sempre que foi preciso.

Ao Professor Doutor Pedro Luis Faggion, por ter me acolhido, me orientado e ter se tornado um bom amigo.

*Não sabendo que era impossível, ele foi lá e fez.*

*(Jean Cocteau)*

## RESUMO

O presente trabalho analisa a estabilidade da rede geodésica que dá suporte ao monitoramento da Usina Hidrelétrica Salto Caxias. Tal rede é composta por cinco pilares de centragem forçada localizados à jusante da barragem, além de um pino de crista, situado sobre uma das comportas da mesma. Essa análise foi realizada a partir da coleta de dados GNSS. Decidiu-se tomar o pilar P1 como referência e suas coordenadas foram determinadas de forma relativa (utilizando-se o aplicativo Leica Geo Office v.7.0) em relação a quatro estações de monitoramento contínuo, sendo três pertencentes à RBMC (PRMA, PRGU e SCCH) e uma pertencente à Itaipu Binacional (ITAI). As coordenadas dessas bases foram transformadas e atualizadas ao ITRFyy e época (com a Transformação Generalizada de Helmert) correspondentes às efemérides precisas utilizadas e à época de rastreamento. As coordenadas dos outros pontos da rede foram determinadas em relação ao P1, a partir do posicionamento relativo. O ajustamento vetorial foi realizado em rotina elaborada em linguagem MATLAB. Para se detectar observações com erros grosseiros, foi aplicado o teste *Data Snooping*. Tais coordenadas foram transformadas de um sistema geocêntrico para um sistema geodésico local, com a finalidade de melhor avaliar os deslocamentos, que por sua vez, foram validados a partir do Teste de Congruência Global.

**Palavras-Chave:** Monitoramento, Redes Geodésicas, Teste de Congruência Global.

## **ABSTRACT**

This research aims to analyze the stability of the geodetic network that supports the monitoring of Salto Caxias Hydroelectric Plant. This network consists of five pillars of forced centering located downstream of the dam, and a pin crest, located on one of the gates of the same. This analysis was performed from the GNSS data collection. We decided to take the pillar P1 as reference and its coordinates were determined relative form (using the Leica Geo Office software v.7.0) for four continuous monitoring stations, three belonging to RBMC (PRMA, PRGU and SCCH ) and one belonging to Itaipu (ITAI). The coordinates of these bases were changed and updated to ITRFyy and epoch (from Generalized Helmert Transformation) corresponding to the precise ephemeris used and the epoch of screening. The coordinates of other points of the network were determined in relation to P1, from the relative positioning. The vector adjustment was performed on a routine elaborated in MATLAB language. To detect observations with blunders, we applied the test Data Snooping. These coordinates were transformed from a geocentric to a local geodetic system, in order to better evaluate the displacements, which in turn were validated from the Global Congruency Test.

**Keywords:** Monitoring, Geodetic Networks, Global Congruency Test.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – CIDADE DE MURIAÉ-MG ATINGIDA PELOS RESÍDUOS DA MINERAÇÃO DE BAUXITA DA MINERADORA RIO POMBA CATAGUASES LTDA.....	2
FIGURA 2 – RUPTURA NA BARRAGEM DE ALGODÕES 1 NO PIAUÍ.....	2
FIGURA 3 - REPRESENTAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DA UHE SALTO CAXIAS NO ESTADO DO PARANÁ.....	10
FIGURA 4 - MEDIDOR TRIORTOGONAL.....	15
FIGURA 5 – INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA (FISSURÔMETRO E DRENO DE CORTINA) EM CONJUNTO COM A INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA (MGI's).....	15
FIGURA 6 – FISSURÔMETRO INSTALADO NA UHE SALTO CAXIAS, DETALHE PARA O MGI PRÓXIMO AO EQUIPAMENTO GEOTÉCNICO CITADO.....	16
FIGURA 7 - POSICIONAMENTO RELATIVO.....	18
FIGURA 8 – PARTE DA PLANTA GERAL DA UHE SALTO CAXIAS COM OS PONTOS MONITORADOS E OS VETORES FORMADOS.....	20
FIGURA 9 - PONTOS PERTENCENTES AO ITRF2005 NA AMÉRICA DO SUL.....	22
FIGURA 10 - VEMOS2009 REFERENCIADO AO ITRF2005.....	24
FIGURA 11 - RELAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS GEOCÊNTRICO E TOPOCÊNTRICO.....	27
FIGURA 12 - FLUXOGRAMA DA METODOLOGIA PROPOSTA.....	28
FIGURA 13 – APARELHO GNSS LEICA 900 CS SOBRE O PILAR P4 (ESQ.). DETALHE PARA O CALANTE DA BASE TRAVADO (DIR.).....	29
FIGURA 14 – LOCALIZAÇÃO APROXIMADA DAS ESTAÇÕES DE MONITORAMENTO CONTÍNUO UTILIZADAS NO PRESENTE TRABALHO (PRGU, PRMA, SCCH, ITAI) E DA UHE SALTO CAXIAS.....	30
FIGURA 15 - ANTENA GNSS LEICA AX 1202 GG SOBRE O PILAR P1. DETALHE PARA A LOCALIZAÇÃO DO PILAR P6.....	33
FIGURA 16 - RECEPTOR GNSS TOPCON HIPER LITE REALIZANDO O RASTREIO NO PILAR P6. DETALHES PARA OS PILARES P4 E P3, LOCALIZADOS NA MARGEM ESQUERDA DA BARRAGEM.....	33
FIGURA 17 - APARELHO GNSS TOPCON HIPER LITE RASTREANDO O PONTO C14. O DETALHE ILUSTRA A POSIÇÃO DO PILAR P1, LOCALIZADO NA MARGEM DIREITA DA BARRAGEM.....	34
FIGURA 18 – LEICA 900CS (RECEPTOR + ANTENA) RASTREANDO O PILAR P5.....	35
FIGURA 19 – APARELHO LEICA 900CS (RECEPTOR + ANTENA) NO PILAR P4 EFETUANDO O RASTREIO DO MESMO. EM DESTAQUE, A LOCALIZAÇÃO DOS PILARES P1 E P6.....	35
FIGURA 20 – ANTENA AX1230 E RECEPTOR GX1230 SOBRE O PILAR P3. NOS DETALHES AS LOCALIZAÇÕES DOS PILARES P1, P6 E P4, ALÉM DO PONTO C14.....	36

FIGURA 21 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE $e$ DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	47
FIGURA 22 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE $n$ DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	48
FIGURA 23 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE $u$ DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	48
FIGURA 24 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE $e$ DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	49
FIGURA 25 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $n$ DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	49
FIGURA 26 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $u$ DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	50
FIGURA 27 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $e$ DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	50
FIGURA 28 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $n$ DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	51
FIGURA 29 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $u$ DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	51
FIGURA 30 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $e$ DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	52
FIGURA 31 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $n$ DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	52
FIGURA 32 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $u$ DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	53
FIGURA 33 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $e$ DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	53
FIGURA 34 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $n$ DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	54
FIGURA 35 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE $u$ DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.....	54

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DAS CONSEQUÊNCIAS ASSOCIADAS AO POTENCIAL DE RUPTURA.....	13
TABELA 2 - COMPARAÇÃO ENTRE AS VELOCIDADES FORNECIDAS PELO MODELO DE VELOCIDADE ESCOLHIDO (VEMOS2009) E OS MODELOS NNR-NUVEL-1A E ITRF2000...	23
TABELA 3 - EFEMÉRIDES PRECISAS E SUAS RESPECTIVAS ÉPOCAS E ITRFyy.....	31
TABELA 4 - RELAÇÃO DOS APARELHOS UTILIZADOS NOS RASTREIOS DOS PILARES DA REDE GEODÉSICA DA UHE SALTO CAXIAS.....	32
TABELA 5 - ÉPOCAS UTILIZADAS.....	32
TABELA 6 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE FEVEREIRO/2009.....	43
TABELA 7 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE JUNHO/2010.....	43
TABELA 8 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2010.....	44
TABELA 9 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE MAIO/2011.....	44
TABELA 10 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2011.....	44
TABELA 11 - VALORES DE $\chi^2$ PARA AS DIFERENTES ÉPOCAS.....	45
TABELA 12 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE JUNHO/2010 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.....	46
TABELA 13 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE OUTUBRO/2010 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.....	46
TABELA 14 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE MAIO/2011 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.....	46
TABELA 15 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE OUTUBRO/2011 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.....	47
TABELA 16 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E JUNHO/2010.....	55
TABELA 17 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E OUTUBRO/2010.....	55

TABELA 18 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( <i>e, u, n</i> ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E MAIO/2011. ....	56
TABELA 19 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( <i>e, u, n</i> ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E OUTUBRO/2011.....	56
TABELA 20 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE FEVEREIRO/2009.....	57
TABELA 21 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE JUNHO/2010.....	57
TABELA 22 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2010. ....	58
TABELA 23 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE MAIO/2011. ....	58
TABELA 24 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2011. ....	59
TABELA 25 - PRECISÕES CALCULADAS PARA AS DISTÂNCIAS OBTIDAS COM OS DADOS GNSS.....	61

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

GNSS	<i>Global Navigation Satellite System</i>
RBMC	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo
PRMA	Estação da RBMC de Maringá/PR
PRGU	Estação da RBMC de Guarapuava/PR
SCCH	Estação da RBMC de Chapecó/SC
ITAI	Estação de monitoramento contínuo da Central Hidrelétrica Itaipu
TGH	Transformação Generalizada de Helmert
TCG	Teste de Congruência Global
LGO	<i>Leica Geo Office</i>
GPS	<i>Global Positioning System</i>
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
SGL	Sistema Geodésico Local
COPEL	Companhia Paranaense de Energia Elétrica
DIPOP	<i>Differential Positioning Program</i>
ITRF	<i>International Terrestrial Reference Frame</i>
ITRS	<i>International Terrestrial Reference System</i>
CCR	Concreto Compactado a Rolo
CIGB	Comissão Internacional de Grandes Barragens
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
ANA	Agência Nacional das Águas
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
SGR	Sistema Geodésico de Referência
IERS	<i>International Earth Rotation and Reference System</i>
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
ANA	Agência Nacional das Águas
VEMOS2009	Modelo de Velocidades para a América do Sul e Caribe
SIRGAS	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
SIRGAS-CON	Estações de Monitoramento Contínuo do SIRGAS
IGS	<i>International GNSS Service</i>
WGS84	<i>World Geodetic System of 1984</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\rho$	Pseudodistância
$X, Y, Z$	Coordenadas Cartesianas Geocêntricas
$e, n, u$	Coordenadas Geodésicas Locais
$C$	Velocidade da Luz
$dt$	Erro de sincronização entre os relógios do receptor e do satélite
$\Phi$	Fase da onda portadora
$N$	Ambiguidade
$\Delta X_{AB}, \Delta Y_{AB}, \Delta Z_{AB}$	Componentes de linha de base entre os pontos A e B
$\phi$	Latitude Geodésica
$\lambda$	Longitude Geodésica
$H$	Altitude Ortométrica
$h$	Altitude Elipsoidal
$\vec{T}$	Vetor de Translação
$s$	Fator diferencial de escala
$\varepsilon$	Matriz de Rotação
$I$	Matriz Identidade
$\vec{V}$	Vetor de velocidades

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 OBJETIVO GERAL.....	4
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.3 JUSTIFICATIVA.....	5
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	7
2.1 ESTADO-DA-ARTE NA CONSOLIDAÇÃO DE REDES GEODÉSICAS.....	7
2.2 BARRAGEM DA UHE SALTO CAXIAS .....	9
2.3 SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	11
<b>2.3.1 Lei 12.344/2010 e Resolução ANA Nº 742</b> .....	12
<b>2.3.2 Monitoramento geodésico</b> .....	13
<b>2.3.3 Monitoramento físico ou geotécnico</b> .....	13
2.4 SISTEMAS GLOBAIS DE NAVEGAÇÃO POR SATÉLITE (GNSS) .....	16
<b>2.4.1 Observáveis</b> .....	16
<b>2.4.2 Posicionamento Relativo</b> .....	18
<b>2.4.3 GNSS e monitoramento de redes geodésicas</b> .....	19
2.5 REDE GEODÉSICA DA UHE SALTO CAXIAS.....	19
<b>2.5.1 Redes tridimensionais determinadas por sistemas de posicionamento global</b> ... 21	
2.6 ATUALIZAÇÃO E TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS.....	22
<b>2.6.1 Velocidades das estações</b> .....	22
<b>2.6.2 VEMOS 2009</b> .....	23
<b>2.6.3 Transformação Generalizada de Helmert (TGH)</b> .....	24
<b>2.6.4 Transformação entre Sistema Geocêntrico e Sistema Geodésico Local</b> .....	26
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	28
3.1 LEVANTAMENTOS DE DADOS GNSS.....	31
3.2 AJUSTAMENTO VETORIAL DA REDE GEODÉSICA .....	36
<b>3.2.1 Método paramétrico</b> .....	36
3.3 <i>DATA SNOOPING</i> E DETECÇÃO E ELIMINAÇÃO DE ERROS GROSSEIROS.....	39
3.4 VALIDAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL.....	40
<b>4 RESULTADOS</b> .....	<b>43</b>
<b>5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>62</b>
5.1 CONCLUSÕES.....	62
5.2 RECOMENDAÇÕES .....	62
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>64</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>69</b>

ANEXO A .....	70
ANEXO B .....	70
ANEXO C .....	70
ANEXO D .....	71
ANEXO E .....	71

## 1 INTRODUÇÃO

Se o monitoramento geodésico de uma obra de engenharia<sup>1</sup> tem como origem uma rede geodésica de precisão, supõe-se que essa seja estável. Dentro do contexto de monitoramento geodésico, insere-se o conceito de rede geodésica de referência, que trata de um conjunto de pontos monumentados com coordenadas conhecidas (TORGE, 2001).

Kuang (1996) afirma que as redes geodésicas que dão suporte ao monitoramento de estruturas, se diferem das redes geodésicas tradicionais, pois as mesmas têm o objetivo de identificar alterações posicionais. Tais redes são consideradas deformáveis, quer de forma dinâmica ou cinemática, no espaço e no tempo, tendo em vista que a superfície terrestre se movimenta, gerando incertezas acerca da estabilidade da referida rede geodésica de precisão. Porém, os movimentos de uma rede geodésica podem ter outras fontes além dos movimentos de placas, por exemplo, fenômenos ambientais extremos, etc.

Para evitar interpretação inadequada de possíveis deslocamentos ocasionados por estes movimentos, comprometendo assim a integridade da mesma, é necessário reduzir as coordenadas para uma mesma época.

Diversas obras de engenharia necessitam deste monitoramento, tais como: edifícios, pontes, estádios e barragens, sendo essa última o objeto de pesquisa do presente estudo.

A análise realizada foi baseada na rede de monitoramento geodésico da barragem da Usina Hidrelétrica (UHE) Governador José Richa, mais conhecida como UHE Salto Caxias. Esse estudo justifica-se pelo fato da segurança dessa barragem ser de grande importância e interesse de diferentes esferas da sociedade.

No Brasil existem dois exemplos recentes de rupturas de barragem que geraram grandes perdas econômicas, ambientais e humanas.

Em 2007, a barragem de rejeitos da empresa Mineradora Rio Pomba Cataguases Ltda. rompeu-se, gerando um grande vazamento de lama contendo rejeitos da atividade de mineração de bauxita. O vazamento, de acordo com Interligado Online (2011), atingiu cidades nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro (Figura 1).

---

<sup>1</sup> Nesse trabalho, será adotado o termo “obra de engenharia” sempre que for mencionada alguma intervenção antrópica, seja qual for seu porte e sua aplicação (ex: barragens, túneis, edifícios, etc.).

FIGURA 1 – CIDADE DE MURIAÉ-MG ATINGIDA PELOS RESÍDUOS DA MINERAÇÃO DE BAUXITA DA MINERADORA RIO POMBA CATAGUASES LTDA.



FONTE: INTERLIGADO ONLINE (2011).

Em 2009, na cidade de Cocal (Piauí), a barragem de Algodões 1 (Figura 2) não suportou as fortes chuvas ocorridas naquela região e rompeu, atingindo várias comunidades ribeirinhas ao longo do Rio Pirangi. O saldo foi de quatro mortes e vários desabrigados (Jornal da Paraíba, 2011).

FIGURA 2 – RUPTURA NA BARRAGEM DE ALGODÕES 1 NO PIAUÍ.



FONTE: JORNAL DA PARAÍBA (2011).

Em função disso, diversas pesquisas têm sido conduzidas objetivando o desenvolvimento de metodologias que venham apoiar a tomada de decisão, nestes casos:

Duffy *et.al.* (2001) descrevem um sistema automatizado de coleta de dados, processamento e análise, utilizado no monitoramento da barragem de Diamond Valley Lake, na Califórnia, Estados Unidos. O sistema, denominado *Dam Deformation Monitoring* (DDM) conta com a integração dos dados de instrumentação civil, geodésica local e global (GPS). Constatou-se que, com o DDM, a geodésia pode determinar deslocamentos maiores que 10 mm com até 95% de confiança.

Granemann (2005) analisou a estabilidade da rede geodésica externa da UHE Salto Caxias a partir de levantamentos vinculados a um sistema de coordenadas local, utilizando diferentes Estações Totais e chegou à conclusão de que os pilares da rede eram estáveis.

Por sua vez, Fazan (2010) utilizou dados GNSS na detecção de deslocamentos e explicitou problemas relacionados a tal técnica, como por exemplo, efeito multicaminho e ruídos relacionados à obstruções dos pilares, além de problemas atmosféricos, no caso, chuva e umidade. Porém, Bond (2007) enumera vantagens do sistema GNSS em relação a outras técnicas geodésicas de monitoramento, a saber:

- Intervisibilidade entre as estações não é necessária;
- Sistema de referência geocêntrico, com origem fora da área de influência da estrutura;
- As atualizações podem ser detectadas com frequências de 1 Hz ou maiores;
- A posição tridimensional do ponto é fornecida;
- O posicionamento com precisão submilimétrica é possível (para bases curtas, menores que 10 km).

Entretanto, o sistema GNSS possui algumas fontes de erros que afetam de forma sistemática a determinação de coordenadas de pontos de interesse (MONICO (2008), LEICK (2004)):

- Erros relacionados com os satélites: orbitais, relógio, relatividade, atraso entre as portadoras dos hardwares dos satélites e dos receptores e centro de fase da antena do satélite;
- Erros relacionados à propagação do sinal: refração troposférica e ionosférica, multicaminho, perdas de ciclo e rotação da Terra;

- Erros inerentes ao receptor e à antena: relógio, erros entre os canais, centro de fase da antena do receptor e fase *wind-up*;
- Erros oriundos da estação: coordenadas da mesma, marés terrestres, movimento do polo, carga oceânica e carga da atmosfera.

O estudo da estabilidade da rede geodésica, que dá suporte ao monitoramento da barragem da UHE Salto Caxias, foi realizado a partir de dados GNSS coletados em diferentes campanhas. Estes dados foram processados utilizando o aplicativo comercial Leica Geo Office v.7.0. Para o ajustamento vetorial da rede geodésica, utilizou-se o Método dos Mínimos Quadrados (MMQ) e para a detecção de erros grosseiros nas observações aplicou-se o Teste *Data Snooping*.

Por fim, na validação dos deslocamentos obtidos a partir das coordenadas dos pilares (de duas épocas diferentes), utilizou-se o Teste de Congruência Global. Ressalta-se que os procedimentos supracitados (ajustamento, *Data Snooping*, atualização e transformação de coordenadas e validação dos deslocamentos) foram implementados em plataforma MATLAB.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a estabilidade da rede geodésica que dá suporte ao monitoramento da UHE Salto Caxias a partir de dados GNSS.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

a) Dar continuidade às realizações das campanhas periódicas para levantamentos de dados que visam o monitoramento geodésico da UHE Salto Caxias;

b) Reduzir e transformar as coordenadas obtidas a partir do processamento de dados GNSS para certa época de referência e para o Sistema Geodésico Local;

c) Analisar estatisticamente os dados para que sejam detectados possíveis erros grosseiros;

- d) Aplicar teste estatístico conveniente à determinação de deslocamentos dos pilares da rede geodésica da UHE Salto Caxias;
- e) Desenvolver rotinas computacionais que permitam realizar as tarefas supracitadas;
- f) Comparar as distâncias entre os pilares obtidas a partir de dados GNSS com as suas correspondentes determinadas com a Estação Total Leica TC2003.

### 1.3 JUSTIFICATIVA

De acordo com BRASIL (2010), segurança de barragens pode ser definida como: “*condição que vise a manter a sua integridade estrutural e operacional e a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente*”, remetendo às esferas da sociedade que podem sofrer com um possível rompimento da mesma.

Classifica-se uma barragem de acordo com seu risco e dano potencial associados. Sendo assim, quanto maior sua classificação em relação a esses dois aspectos, maior é o cuidado a ser tomado em relação à segurança da mesma.

Devido ao seu porte, a UHE Salto Caxias pode ser considerada como de alto grau de risco e dano potencial associados. O colapso de tal obra de engenharia acarretaria em sérios problemas ambientais e socioeconômicos, principalmente à jusante da mesma.

A Companhia Paranaense de Energia Elétrica - COPEL (2009) demonstra que em 2008, o consumo energético no Paraná foi de 15.815 tEP<sup>2</sup> (183.928,45 MWh), sendo que 13,6% (2.150,84 tEP - 25.014,27 MWh) foram gerados a partir do potencial hídrico do estado. Com a construção da UHE Mauá, na cidade de Telêmaco Borba, a capacidade instalada da COPEL será de aproximadamente 4.800 MW, sendo que a UHE Salto Caxias responde por 25,8% dessa capacidade, com 1.240 MW de capacidade instalada.

De acordo com o Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social (2011), em 2010 o Produto Interno Bruto (PIB) do Estado do Paraná foi de R\$ 220,4 bi. Se 13,6% da matriz energética paranaense é proveniente do potencial

---

<sup>2</sup> tEP – tonelada Equivalente de Petróleo, equivale a 11,628 MWh

hídrico, então R\$ 29,97 bi é dependente da produção de energia elétrica a partir de barragens. Logo, se a UHE Salto Caxias responde por 1/4 da capacidade instalada da COPEL, aproximadamente R\$ 7,5 bi, ou 3,45% do PIB paranaense estão diretamente relacionados à barragem da UHE que é objeto do presente estudo.

Ressalta-se então a importância econômica, social e ambiental que recai sobre os métodos de monitoramento e auscultação de barragens, sendo tratado aqui, com maior ênfase, o método geodésico, utilizando a técnica de posicionamento a partir de dados GNSS.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo apresenta o embasamento teórico utilizado na presente pesquisa. Serão discutidos assuntos inerentes às pesquisas que têm como objetivo alguns dos temas relacionados com o presente trabalho, sendo eles: barragens, segurança e instrumentação das mesmas, posicionamento GNSS, sistemas geodésicos e redes de referências geodésicas, ajustamento e testes estatísticos de validação e análise de deslocamentos dos pontos que compõem uma rede geodésica.

### 2.1 ESTADO-DA-ARTE NA CONSOLIDAÇÃO DE REDES GEODÉSICAS

O monitoramento geodésico de uma obra de engenharia necessita que os pilares da rede geodésica sejam considerados estruturalmente estáveis. Tal estabilidade deve ser analisada a partir de técnicas de posicionamento que proporcionem altas confiabilidade e precisão dos dados obtidos, pois os mesmos se tornarão insumo para a correta avaliação da estabilidade da rede a partir de métodos matemáticos e estatísticos específicos para tal fim.

Uma rede geodésica é uma materialização de um dado sistema de coordenadas ajustadas. Oliveira (1998) enumera algumas influências que provocam perda de precisão e acurácia em uma determinada rede:

- a) Erros na coleta de observações;
- b) Adoção de metodologias e modelos matemáticos inadequados no processo de estimação das coordenadas.

Xavier (2000) apresentou uma metodologia para determinar a estabilidade de uma rede geodésica local, composta por 18 estações, sendo 2 fixas em regiões distintas, localizadas fora da região passiva de deformação. Para a análise da estabilidade foram utilizadas as elipses dos erros e representação gráfica dos vetores formados entre os pontos. Os testes estatísticos aplicados mostraram-se fundamentais na detecção de erros nas observações e na determinação na estabilidade da mesma.

Em relação ao monitoramento da rede geodésica da UHE Itaipu Binacional, Fazan (2010) aplicou a técnica GNSS para se determinar os deslocamentos

ocorridos nos pontos de controle daquela barragem. Foram realizadas quatro campanhas e comparadas estatisticamente duas a duas a partir do método proposto, chamado Análise Geométrica e o Teste de Congruência Global. A partir dessas análises estatísticas, chegou-se à conclusão que pontos da rede sofreram deslocamentos ao longo de tais campanhas e tais deslocamentos foram confirmados com a Análise Geométrica, utilizada pelo autor. A magnitude dos deslocamentos variou entre 2,8 e 5,0 mm (latitude); 2,5 e 6,5 mm (longitude); 10,1 e 26,5 mm (altitude).

Shen (2004) estudou os deslocamentos ocorridos na costa leste do Canadá a partir de dados oriundos de estações de monitoramento contínuo. Foi utilizado o sistema *Differential Positioning Program* (DIPOP) desenvolvido pelo *Department of Geodesy and Geomatics Engineering of University of New Brunswick* e as soluções foram comparadas com as fornecidas pelo *International Terrestrial Reference Frame* (ITRF). Para bases longas (entre 254 e 672 km), detectou-se uma repetibilidade de 1 cm e com precisão média de 0,01 ppm.

A comparação entre as instrumentações geotécnica e geodésica foi realizada por De Castro e Henriques (2008) na Barragem de Alqueva, em Portugal. Os autores utilizaram dados oriundos de poligonais localizadas na crista da barragem e de pêndulos invertidos localizados na mesma. Foram determinados deslocamentos de até 25 mm (componente radial) e 5 mm (componente tangencial), além disso, concluiu-se que não houve diferença estatística entre os deslocamentos determinados pelas diferentes metodologias.

Carvalho (2009) avaliou o desempenho de diferentes técnicas de ajustamento na detecção de deslocamentos em redes geodésicas a partir de dados GPS. O autor concluiu em seus estudos que os *outliers* interferem significativamente na determinação das coordenadas finais da rede geodésica em questão. Diferentes injunções foram impostas para se ajustar a rede e a escolha destas impõem diferentes valores de discrepâncias e acurácias no resultado final da análise da estabilidade. Descreve-se a importância da representação gráfica dos erros a fim de se efetuar uma melhor análise dos deslocamentos.

No que concerne ainda ao ajustamento de redes GPS, que está intimamente ligado com os objetivos do presente trabalho, Da Silva e Monico (2009) propõem um método que leva em consideração as injunções absolutas e relativas. Tal método proporcionou uma análise da real confiabilidade proporcionada pelos rastreios GPS.

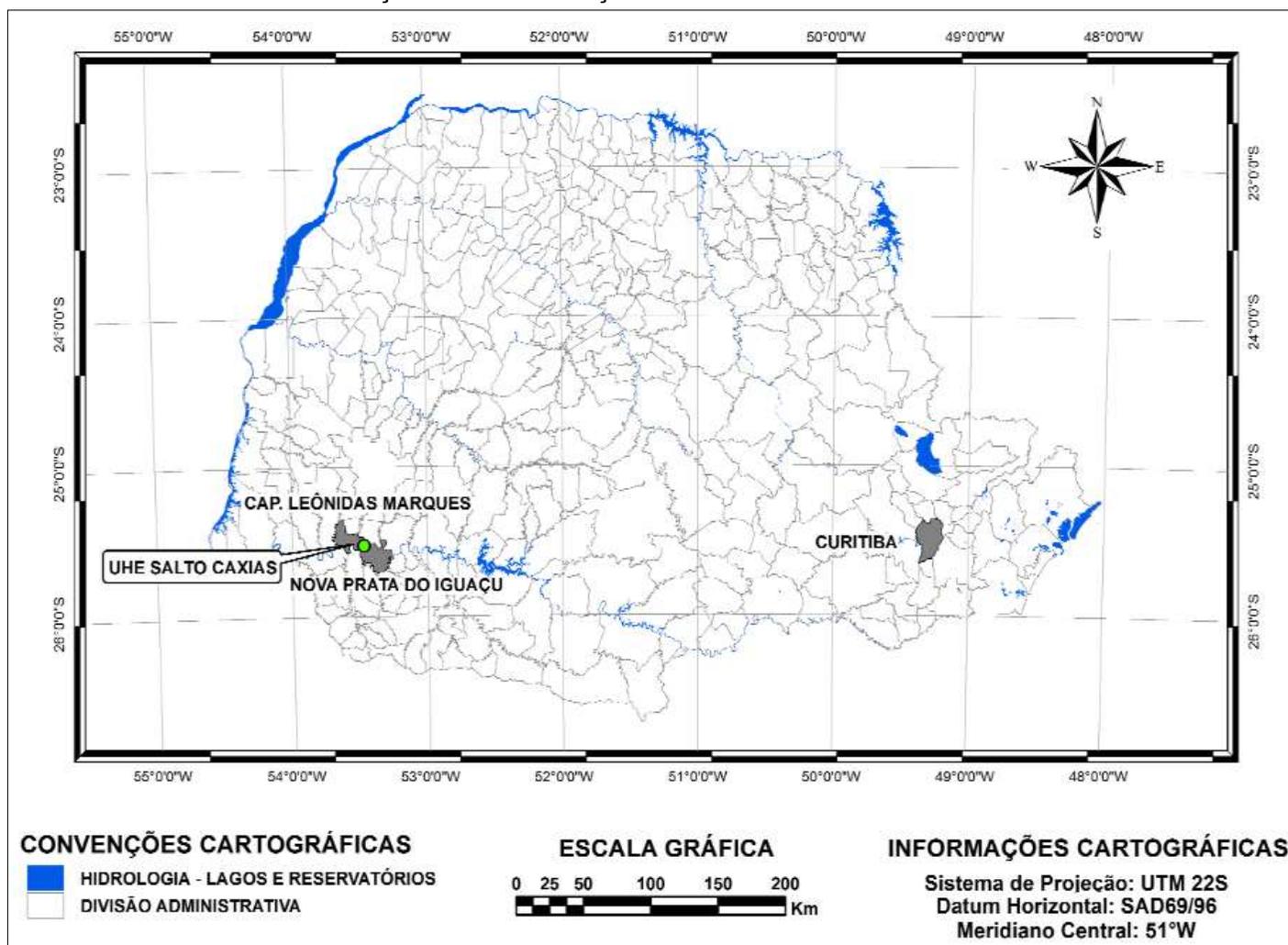
Os autores aplicaram tal conhecimento em levantamentos utilizados para Georreferenciamento de Imóveis Rurais, porém, por fornecer resultados que levam em consideração a variância das estações de referência, tornando-os assim mais reais (e não otimistas como os *softwares* comerciais tradicionais), a aplicação de tal conhecimento pode ser estendido a outras áreas que se utilizam de ajustamento de redes GPS, ou, de forma mais atual, redes GNSS, como o estudo da estabilidade de redes geodésicas que prestam suporte ao monitoramento de estruturas de engenharia.

## 2.2 BARRAGEM DA UHE SALTO CAXIAS

A Usina Hidrelétrica de Salto Caxias se localiza entre os municípios de Capitão Leônidas Marques e Nova Prata do Iguaçu, tem capacidade instalada de produção de 1240 MW, com volume total represado de  $9,12 \times 10^5$  m<sup>3</sup>. A barragem em gravidade, com altura máxima de 67 metros e comprimento de 1083 metros é a 8ª maior feita de Concreto Compactado a Rolo (CCR) do mundo, com 912 mil m<sup>3</sup> de concreto e capacidade de armazenamento de 3,5 bi m<sup>3</sup> de água, localizando-se a aproximadamente 600 km de Curitiba. A barragem conta com 14 comportas, com 16,5 m de largura e 20 m de altura, tendo vazão total de 49600 m<sup>3</sup>/s (COPEL, 2008).

A Figura 3 ilustra a posição aproximada da UHE Salto Caxias em relação à capital paranaense.

FIGURA 3 - REPRESENTAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DA UHE SALTO CAXIAS NO ESTADO DO PARANÁ.



FONTE: O AUTOR (2012).

## 2.3 SEGURANÇA DE BARRAGENS

Os engenheiros que participavam do 5º Congresso de Energia Hidroelétrica e do Congresso de Desenvolvimento da Ciência em Grenoble na França, em 1925, sugeriram, de forma inédita, que fosse criada uma comissão internacional que gerasse conhecimento técnico-científico a cerca das barragens, pois era necessário se conhecer de forma detalhada o comportamento estrutural ao longo de sua vida útil. No seguinte Congresso de Energia Hidroelétrica, realizado em 1926, na cidade de Basel, na Suíça, ficou decidido que engenheiros franceses ficariam incumbidos de determinar os parâmetros norteadores de tal entidade. Teve-se então, em 1928 a criação da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB), que desde então vem gerando uma série de recomendações técnicas provenientes de diferentes centros de estudos espalhados pelo mundo. Desde 1933, em Estocolmo (Suécia), de três em três anos (com exceção do período da II Guerra Mundial), a Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB) vem organizando o *International Congress of Large Dams*, que conta com trabalhos de alto nível relacionados com grandes barragens e suas etapas de construção, operação, segurança e demais etapas relacionadas à vida útil da mesma. No Brasil, a representante da CIGB é o Comitê Brasileiro de Barragens, cuja sigla é CBDB (CBDB, sd).

A segurança das barragens passou efetivamente a ser uma preocupação da CIGB no *International Congress of Large Dams* em 1979, na cidade de Nova Delhi (Índia), quando se detectou um aumento considerável na quantidade de barragens construídas em países com pouca ou nenhuma experiência em engenharia de barragens, foi identificado ainda, aumento considerável do tamanho das barragens que estavam sendo construídas naquela época (CBDB, 2001).

No Brasil, em 1979, o CBDB publicou um documento relacionado com o assunto segurança de barragens, intitulado “Diretrizes para Inspeção e Avaliação da Segurança de Barragens em Operação” (RIBEIRO, 2008). A partir daí, outras recomendações e diretrizes foram geradas pelo Ministério da Integração Nacional, além do próprio CBDB.

De acordo com CDBD (2001), a criação do Conselho Nacional de Segurança de Barragens foi sugerida pelo CBDB a partir da Comissão de Deterioração e

Reabilitação de Barragens, quando essa redigiu a minuta de Portaria N° 739/1988 do Ministério de Minas e Energia.

### **2.3.1 Lei 12.344/2010 e Resolução ANA N° 742**

Em 20 de Setembro de 2010 entrou em vigor a Lei 12.334 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). A regulamentação, implantação e fiscalização do SNISB desde então se tornaram novas atribuições da Agência Nacional das Águas (ANA).

O Inciso III do Artigo 4º da citada Lei estabelece que a segurança da barragem e os mecanismos necessários para estabelecê-la são de responsabilidade do empreendedor da mesma.

Por sua vez, os Incisos I, II, III e IV do Artigo 5º, estabelecem que a fiscalização da segurança da barragem seja de responsabilidade da entidade que outorgou o direito de: uso dos recursos hídricos ou hidrelétricos; minerários (disposição final ou temporária de resíduos) e; uso para disposição de resíduos industriais.

Ressalta-se, porém, que a supracitada Lei não define de forma científica e objetiva o que venha a ser um empreendimento de alto, médio ou baixo risco no tocante à segurança, impondo à ANA essa responsabilidade, que por sua vez, tem o prazo de dois anos (a partir da data de publicação da referida Lei) para implantar o Cadastro de Barragens, no qual estará definido o grau de risco do empreendimento e o dano potencial associado.

O Artigo 23 da Lei 12.334/2010 explicita que será aplicada a legislação pertinente em caso de não obediência à supracitada Lei, porém nada é citado em relação às punições cabíveis ao empreendedor quando da ruptura parcial ou total da barragem, gerando prejuízos a outrem.

Em 17 de Outubro de 2011 a ANA expediu a Resolução N° 742, que estabelece, ainda de forma transitória, a periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo mínimo e nível de detalhamento das inspeções regulares de barragens.

De forma mais técnica, o Ministério da Integração Nacional, em 2002 publicou o Manual de Inspeção e Segurança de Barragens, norteando o aspecto

segurança de barragens, tanto nos novos empreendimentos quanto nos que já estão em operação, tratando ainda, com maior clareza, sobre a classificação de barragens quanto às possíveis consequências relacionadas à ruptura parcial ou total da obra. A Tabela 1 demonstra essa classificação.

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DAS CONSEQUÊNCIAS ASSOCIADAS AO POTENCIAL DE RUPTURA.

Consequência de Ruptura	Perdas de Vida	Econômico, Social e Danos Ambientais
Muito Alta	Significativa	Dano excessivo
Alta	Alguma	Dano substancial
Baixa	Nenhuma	Dano moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano mínimo

FONTE: BRASIL (2002).

### 2.3.2 Monitoramento geodésico

Os métodos geodésicos de monitoramento fornecem os deslocamentos absolutos de pontos de interesse em relação a outros pontos situados fora da área de influência da estrutura instrumentada e que tenham suas coordenadas conhecidas (KAHMEN e FAIG, 1994).

Como principais métodos de monitoramento geodésico citam-se: triangulação, trilateração, poligonação, nivelamento geométrico e a partir de dados GNSS, sendo esse último o foco de atenção do presente trabalho. O mesmo será detalhado na Seção 2.4.

### 2.3.3 Monitoramento físico ou geotécnico

Os principais objetivos da instrumentação geotécnica, de acordo com US ARMY (1995a) podem ser separados em quatro grupos: Avaliação Analítica; Previsão de Desempenho Futuro; Avaliação Legal e Desenvolvimento e; Verificação de Projetos Futuros.

O comportamento de um maciço pode ser acompanhado a partir de diferentes parâmetros, sendo esses obtidos a partir de instrumentação geotécnica (US ARMY, 1995b):

- Pressão porosa nas fundações;
- Vazões de percolação;
- Carregamento de partículas através da percolação no maciço da estrutura;
- Deformação de maciço e fundações;
- Atividades sísmicas;
- Tensões no aterro, e;
- Empuxos de terra sobre estruturas de concreto.

Para a determinação desses parâmetros são utilizados diferentes instrumentos e técnicas: piezômetros, inclinômetros, análise química e da turbidez da água, medidores de vazão, pêndulos, acelerógrafos, células de pressão total, entre outros.

A coleta de dados da instrumentação civil da UHE Salto Caxias é feita em sua maioria (87%) de forma automatizada, através de acesso remoto das informações. O conjunto total de equipamentos é composto por 191 instrumentos, sendo eles classificados como automatizados ou não (JUNIOR e SOARES, 2006):

- Automatizados:
  - 64 Termômetros;
  - 28 Medidores de Junta;
  - 23 Piezômetros de Maciço;
  - 41 Piezômetros de Fundação;
  - 08 Medidores de Vazão;
  - 03 Pêndulos.
  
- Não automatizados:
  - 06 Extensores Múltiplos;
  - 05 Medidores Triortogonais (Figura 4);
  - 13 Marcos Topográficos (sendo esses constituintes também da instrumentação geodésica).

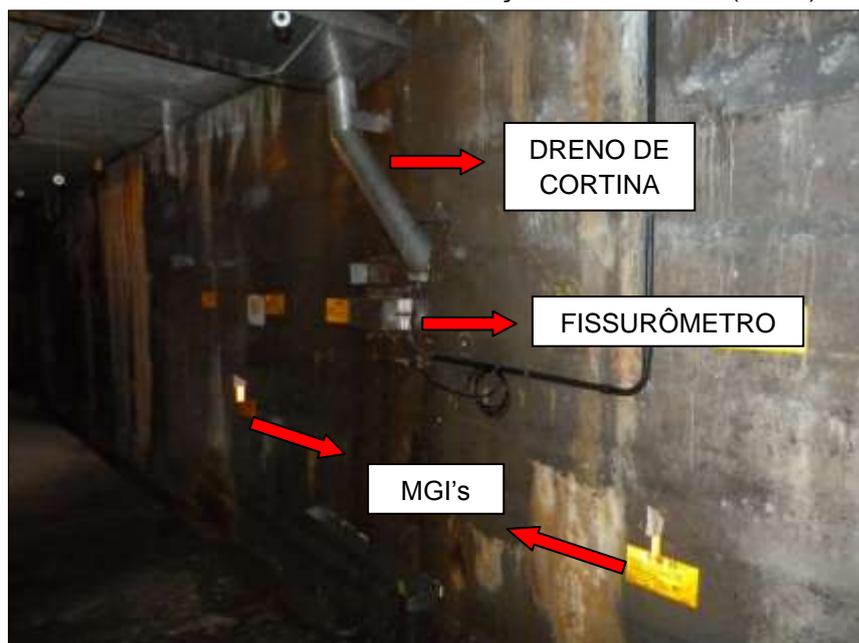
FIGURA 4 - MEDIDOR TRIORTOGONAL.



FONTE: O AUTOR (2012).

Além desses, os Drenos de Cortina (977), apesar de serem considerados instrumentos de drenagem, têm suas leituras e posteriores análises realizadas de forma conjunta com os instrumentos já citados. Na Figura 5 podem ser visualizados simultaneamente um Dreno de Cortina, um Fissurômetro além de Marcos Geodésicos Internos (MGI's), utilizados no monitoramento das fissuras internas a partir de técnicas geodésicas (por exemplo, poligonação).

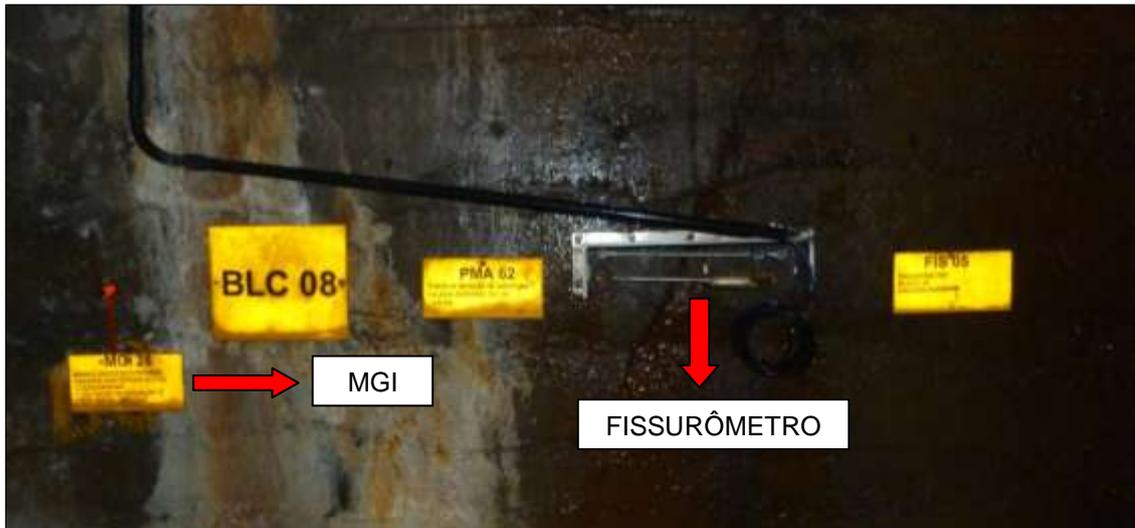
FIGURA 5 – INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA (FISSURÔMETRO E DRENO DE CORTINA) EM CONJUNTO COM A INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA (MGI's).



FONTE: O AUTOR (2012).

Na Figura 6, o Fissurômetro pode ser mais bem visualizado, nota-se a proximidade dos MGI's, o que sugere, de antemão uma integração entre as técnicas de monitoramento geotécnico e geodésico para melhor atender à demanda de segurança da barragem.

FIGURA 6 – FISSURÔMETRO INSTALADO NA UHE SALTO CAXIAS, DETALHE PARA O MGI PRÓXIMO AO EQUIPAMENTO GEOTÉCNICO CITADO.



FONTE: O AUTOR (2012).

## 2.4 SISTEMAS GLOBAIS DE NAVEGAÇÃO POR SATÉLITE (GNSS)

### 2.4.1 Observáveis

A pseudodistância e a diferença de fase da onda portadora são as principais observáveis utilizadas no posicionamento GNSS, de forma que a fase portadora é mais precisa que a pseudodistância (LEICK, 2004).

A pseudodistância, de acordo com Seeber (1993) se trata da diferença entre o instante em que o sinal é emitido pelo satélite e o instante em que o mesmo é recebido pelo receptor, multiplicada pela velocidade da luz. A pseudodistância não se trata da distância geométrica real entre o satélite e o receptor, pois existe o erro de não sincronismo entre os relógios e outros erros inerentes ao sistema. O cálculo da pseudodistância é apresentado na Equação 3 (MONICO (2008), SEEBER (1993)).

$$PD_R^S = \rho_R^S + c[dt_R - dt^S] + I_R^S + T_R^S + dm_R^S + \varepsilon_{PD_R^S} \quad (3)$$

Sendo:

$PD_R^S$ : pseudodistância entre o satélite S e o receptor R;

$\rho_R^S$ : distância geométrica entre o satélite S e o receptor R;

$c$ : velocidade da luz;

$dt_R$ : erro do relógio do receptor em relação ao tempo GPS no instante  $t_R$ ;

$dt^S$ : erro do relógio do satélite em relação ao tempo GPS no instante  $t^S$ ;

$I_R^S$ : erro devido ao efeito da refração ionosférica;

$T_R^S$ : erro devido ao efeito de refração troposférica;

$dm_R^S$ : erro relacionado ao efeito do multicaminho, e;

$\varepsilon_{PD_R^S}$ : erro da medida da pseudodistância.

Para a recepção de sinal de mais de 4 satélites, é necessário se resolver o sistema de equações a partir do Método dos Mínimos Quadrados.

Tem-se ainda a diferença de fase entre as ondas portadoras. De acordo com Monico (2008), essa técnica é mais precisa que a pseudodistância. A Equação 4 demonstra a diferença de fase da onda portadora.

$$\Phi_R^S(t) = f \left( \frac{\rho_R^S - I_R^S + T_R^S + dm}{c} \right) + f * [dt_R(t) - dt^S] + [\Phi^S(t_0) - \Phi_R(t_0)] + N_R^S + \varepsilon \Phi_R^S \quad (4)$$

Onde os termos  $\rho_R^S$ ,  $dt_R(t)$ ,  $dt^S$ ,  $I_R^S$ ,  $T_R^S$ ,  $dm$  e  $c$  são análogos aos da Equação 3, e:

$f$ : frequência utilizada;

$\Phi_R^S(t)$ : fase da onda portadora no instante de recepção  $t$ ;

$\Phi^S(t)$ : fase da onda portadora gerada no satélite S e recebida no receptor R no instante  $t$ ;

$\Phi_R(t)$ : fase gerada no receptor no instante da recepção;

$N_R^S$ : ambiguidade da fase da onda portadora, e;

$\varepsilon \Phi_R^S$ : erro da fase da onda portadora.

### 2.4.2 Posicionamento Relativo

O posicionamento relativo, método utilizado na presente pesquisa, ocorre quando as coordenadas cartesianas de uma estação desconhecida são determinadas a partir de uma estação conhecida. A principal observável utilizada nesse tipo de posicionamento é a fase da onda portadora.

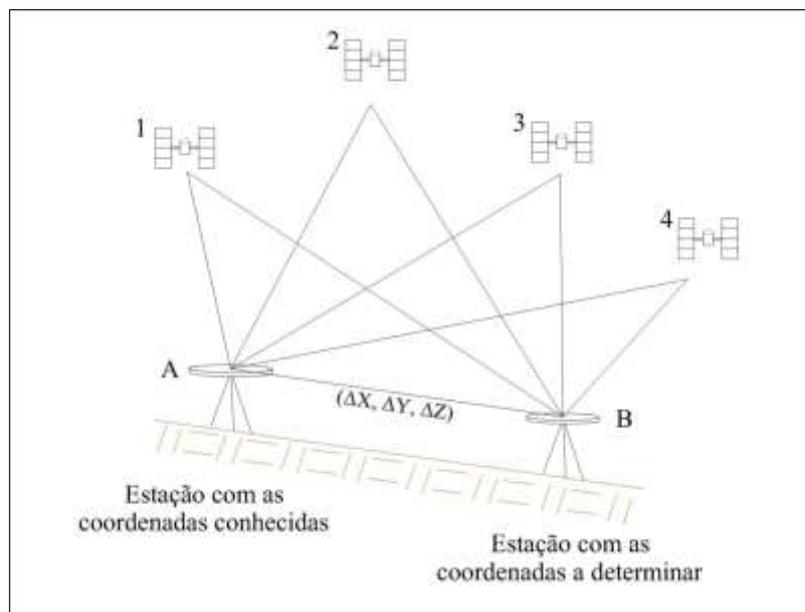
Ao vetor formado entre os pontos, dá-se o nome de linha de base, e a mesma pode ser determinada quando o rastreamento é feito de forma simultânea (LEICK, 2004).

Tendo-se a estação A com coordenadas conhecidas e a estação B com coordenadas a se determinar, tem-se que as componentes da linha de base podem ser determinadas por:

$$\begin{aligned}\Delta X_{AB} &= X_B - X_A \\ \Delta Y_{AB} &= Y_B - Y_A \\ \Delta Z_{AB} &= Z_B - Z_A\end{aligned}\quad (5)$$

Onde os elementos à esquerda das igualdades representam as componentes dos vetores entre os pontos A e B, e os elementos à direita representam as coordenadas cartesianas geocêntricas dos pontos. A Figura 7 representa o posicionamento relativo, com a estação A de coordenadas conhecidas e a estação B a determinar.

FIGURA 7 - POSICIONAMENTO RELATIVO.



FONTE: ADAPTADO DE IBGE (2008).

### **2.4.3 GNSS e monitoramento de redes geodésicas**

De acordo com US ARMY (2002a) o Sistema GNSS pode alcançar precisão de até 1 mm em bases curtas (até 15 km), tornando possível a sua utilização em aplicações que exigem alta precisão como é o monitoramento de estruturas, no caso do presente trabalho, a rede geodésica que dá suporte ao monitoramento da barragem da UHE Salto Caxias.

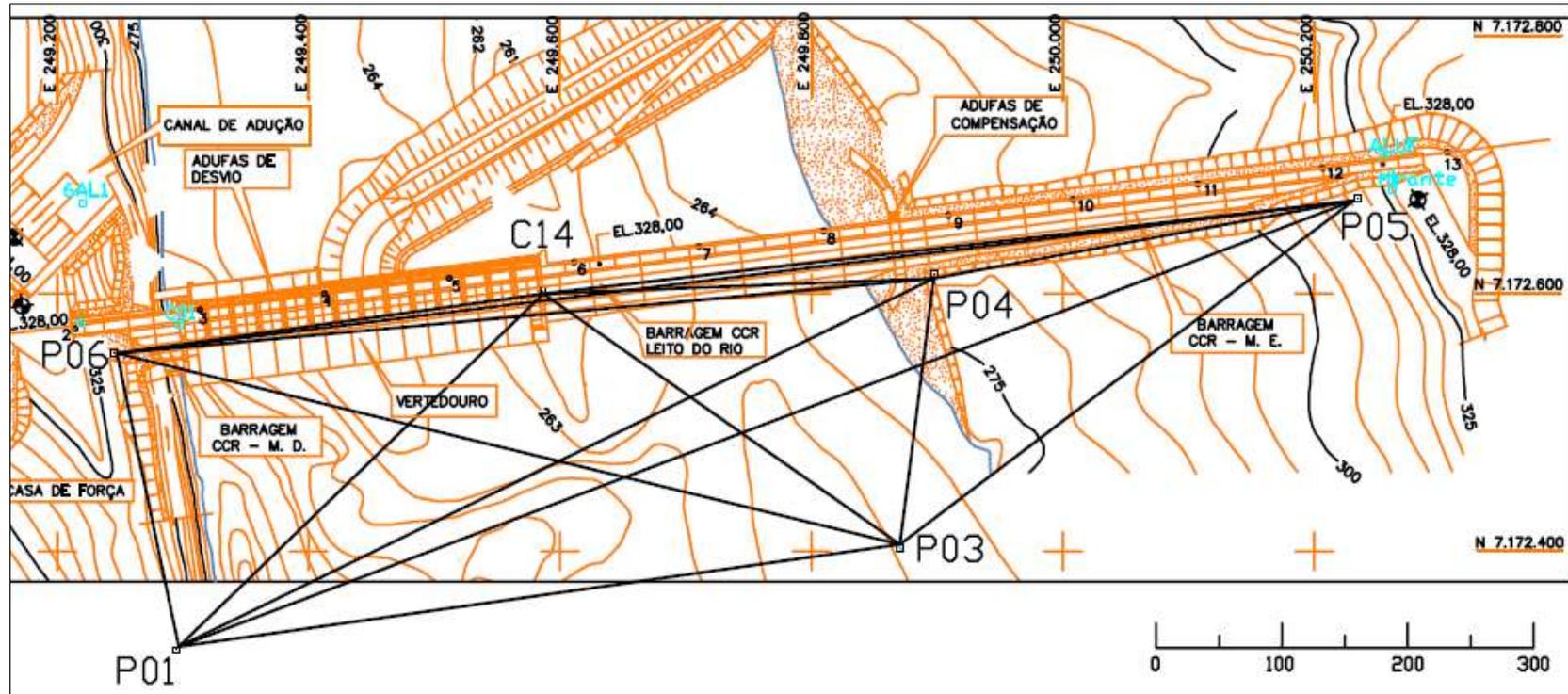
A determinação do movimento da crosta terrestre a partir de observações GNSS é realizada através da análise de deslocamentos em redes geodésicas de monitoramento contínuo (por exemplo, a RBMC) ou passivo (como é o da Rede Geodésica monumentada pelo IBGE através dos SAT-GPS).

## **2.5 REDE GEODÉSICA DA UHE SALTO CAXIAS**

A rede geodésica de monitoramento da UHE Salto Caxias foi monumentada no ano de 2003 e o seu projeto é descrito com detalhes em Granemann (2005).

A Figura 8 ilustra a distribuição dos pilares utilizados na presente pesquisa. Nota-se que todos os pilares se localizam a jusante da barragem, com exceção do ponto C14, que está engastado sobre a crista da mesma.

FIGURA 8 – PARTE DA PLANTA GERAL DA UHE SALTO CAXIAS COM OS PONTOS MONITORADOS E OS VETORES FORMADOS.



FONTE: USINA Hidrelétrica Salto Caxias (2003).

### 2.5.1 Redes tridimensionais determinadas por sistemas de posicionamento global

Um Sistema Geodésico de Referência (SGR) é determinado em duas etapas. A primeira é denominada definição (*system*) em que os seus parâmetros (convenções e elipsóide de referência) são escolhidos. A segunda etapa denomina-se realização (*frame*), em que a rede é efetivamente implantada e as coordenadas dos pontos que a compõem são determinadas em relação ao sistema de referência adotado (ZANETTI, 2006).

Com o advento das tecnologias de posicionamento global (GNSS), a determinação de redes geodésicas tridimensionais tem sido realizada diretamente, não mais separando o posicionamento horizontal do vertical, como era feito, quando as componentes planimétricas (latitude, longitude) eram determinadas a partir de triangulações e poligonações geodésicas e a componente altimétrica era determinada a partir de nivelamentos geométricos, sendo esses associados ou não à gravimetria.

Todavia, atualmente, além das coordenadas tridimensionais geodésicas ( $\varphi, \lambda, h$ ), determina-se ainda a época de referência, já que, os pontos sobre a superfície terrestre estão sujeitos a deslocamentos oriundos dos movimentos das placas litosféricas.

As redes geodésicas tridimensionais, assim como as bi e unidimensionais respeitam uma hierarquia, que vão desde redes globais (caso do ITRFyy) às redes locais (Redes GPS Estaduais ou Municipais), podendo as mesmas serem ainda ativas (monitoramento contínuo) ou passivas (em que não há receptores GNSS rastreando os pontos de forma contínua).

Cabe salientar que as redes tridimensionais, além de utilizarem a técnica GNSS, podem utilizar outras técnicas espaciais, sendo elas: *Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite* (DORIS); *Satellite Laser Ranging* (SLR), *Lunar Laser Ranging* (LLR) e *Very Long Base Interferometry* (VLBI).

Quanto à aplicação dessas redes, as mesmas podem ser utilizadas na determinação de redes geodésicas de menor precisão, no apoio a levantamentos cadastrais, monitoramento de estruturas, entre outras.

Na Figura 9 podem ser visualizadas as estações pertencentes ao ITRF2005 no Brasil e América do Sul, além das técnicas empregadas na determinação das coordenadas e velocidades das mesmas.

FIGURA 9 - PONTOS PERTENCENTES AO ITRF2005 NA AMÉRICA DO SUL.



FONTE: INTERNATIONAL TERRESTRIAL REFERENCE FRAME (2012).

## 2.6 ATUALIZAÇÃO E TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS

### 2.6.1 Velocidades das estações

Em aplicações geodésicas de precisão, como é a determinação de deslocamentos de uma rede geodésica, torna-se necessária a correção das coordenadas determinadas na época de rastreamento para uma dada época de referência, por exemplo, 2000,4 (época de referência do SIRGAS2000).

Essa correção é realizada a partir da determinação da velocidade da placa litosférica à qual pertence a estação (SEEBER, 1993).

Diversos modelos foram desenvolvidos por pesquisadores para demonstrar como as placas litosféricas se deslocam. O *International Earth Rotation and Reference System (IERS)* indica o uso do *No-Net-Rotation Northwestern University VELOCITY model 1A (NNR-NUVEL-1A)*, desenvolvido por DeMets *et.al.* (1994) em

que é imposta a condição de não rotação da rede global em relação à placa litosférica terrestre.

Conhece-se ainda o modelo desenvolvido para o ITRF2000, proposto por Altamimi *et.al.* (2002), que é a primeira solução de velocidade para placas tectônicas baseada em dados oriundos das observações vinculadas ao ITRF.

Porém, as aplicações que necessitam de alta precisão e que estejam vinculadas ao SIRGAS2000 devem utilizar o Modelo de Velocidades para a América do Sul e Caribe (VEMOS2009).

Além dessa justificativa, buscou-se comparar os valores das velocidades das estações de referência entre os citados modelos (tendo como base o VEMOS2009). Como resultados preliminares, foram calculadas discrepâncias de até 1,5 cm, que está acima da precisão requerida para a detecção de deslocamentos horizontais em estruturas de engenharia, recomendada por US ARMY (2002b).

Na Tabela 2, constam as diferenças entre os modelos de velocidade testados para o presente trabalho. As estações comparadas são as adotadas como referência no presente trabalho, sendo elas: PRGU (Guarapuava – PR); PRMA (Maringá – PR); SCCH (Chapecó – SC) e ITAI (Foz do Iguaçu – PR).

TABELA 2 - COMPARAÇÃO ENTRE AS VELOCIDADES FORNECIDAS PELO MODELO DE VELOCIDADE ESCOLHIDO (VEMOS2009) E OS MODELOS NNR-NUVEL-1A E ITRF2000.

ESTAÇÃO	Diferença entre VEMOS2009/ NNR-NUVEL-1A (mm/ano)			Diferença entre VEMOS2009/ ITRF2000 (mm/ano)		
	$\Delta V_x$	$\Delta V_y$	$\Delta V_z$	$\Delta V_x$	$\Delta V_y$	$\Delta V_z$
PRGU	11,0	4,0	7,0	10,0	5,0	3,0
PRMA	11,0	4,0	7,0	9,0	5,0	4,0
SCCH	11,0	3,0	9,0	10,0	5,0	5,0
ITAI	15,0	2,0	13,0	13,0	4,0	9,0

FONTE: O AUTOR (2012).

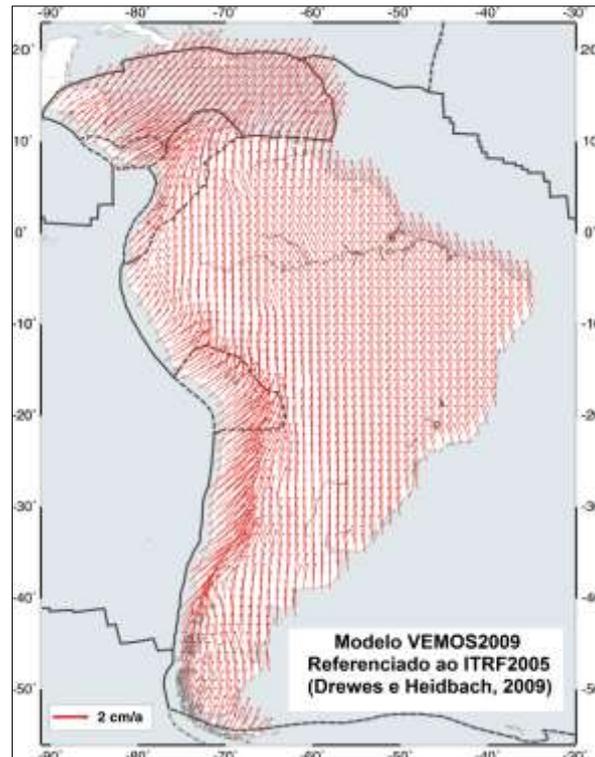
## 2.6.2 VEMOS 2009

O modelo VEMOS2009 (Drewes e Heidbach, 2009) foi desenvolvido a partir das coordenadas das campanhas SIRGAS95 e SIRGAS2000 e das velocidades das estações SIRGAS-CON (estações de monitoramento contínuo da Rede SIRGAS) determinadas pelo *IGS Regional Network Associate Analysis Centre of SIRGAS* (IGS RNAAC SIR).

As velocidades das estações situadas na área de abrangência do SIRGAS podem ser determinadas utilizando-se o aplicativo VMS2009, disponível no sítio do SIRGAS<sup>3</sup> na internet.

A Figura 10 ilustra como as velocidades dos pontos situados na América do Sul e Caribe se comportam de acordo com o modelo VEMOS2009.

FIGURA 10 - VEMOS2009 REFERENCIADO AO ITRF2005.



FONTE: ADAPTADO DE DREWES E HEIDBACH (2009).

### 2.6.3 Transformação Generalizada de Helmert (TGH)

Na determinação de coordenadas geodésicas a partir de técnicas espaciais como o GNSS, é necessário se estabelecer em qual sistema geodésico as coordenadas estão referenciadas.

No processamento de dados GNSS, podem ser utilizadas as efemérides transmitidas que são fornecidas em tempo real e estão referenciadas ao WGS84 (G1150) e as efemérides precisas, fornecidas instantaneamente (rápidas preditas) ou com latência de até 18 dias (finais), sendo as precisas, referenciadas ao ITRFyy,

<sup>3</sup> <http://www.sirgas.org/index.php?id=54>, Acessado em 14 de Março de 2011.

onde  $yy$  significa o ano da realização. Os sistemas WGS84 e ITRF2000 (SIRGAS2000) são compatíveis ao nível do centímetro.

No presente trabalho as efemérides precisas estão referenciadas ao ITRF2005, o que torna necessária a aplicação da TGH com 14 parâmetros (os 7 parâmetros de similaridade e suas variações temporais) para a devida adequação das coordenadas ao ITRF2000 (SIRGAS2000).

A Equação 6, apresentada por Leick (2004) e Monico (2008) apresenta a TGH.

$$\begin{aligned} \vec{X}_{B(t)} = & \vec{T} + (1 + s)[\varepsilon + I][\vec{X}_{A(t_0)} + \vec{V}_{A(t_0)}(t - t_0)] + \\ & \left[ \dot{\vec{T}} + [(1 + s)\dot{\varepsilon} + \dot{s}[\varepsilon + I]]\vec{X}_{A(t_0)} \right] (t - t_0) \end{aligned} \quad (6)$$

Onde:

$\vec{X}_{B(t)}$  é o vetor com as coordenadas de um dado ponto P no sistema de referência B na época  $t$ ;

$\vec{T}$  representa o vetor da translação necessária que faz com que os referenciais A e B coincidam;

$s$  é o fator diferencial de escala entre os dois sistemas;

$\varepsilon$  é a matriz de rotação (em radianos) em torno do sistema cartesiano XYZ no referencial A que estabelece paralelismo com o referencial B na época  $t_0$ ;

$\vec{V}_{A(t_0)}$  representa o vetor das velocidades da estação a ser transformada.

Tais velocidades, no presente trabalho são retiradas do modelo VEMOS2009;

$(t - t_0)$  é o intervalo de tempo, em anos, decorrido entre a realização do sistema de referência A ( $t_0$ ) e a época do rastreamento ( $t$ );

$\dot{\vec{T}}$ ,  $\dot{\varepsilon}$  e  $\dot{s}$  são as variações temporais da translação, rotação e escala respectivamente.

Os parâmetros de transformação entre o ITRF2000 e ITRF2005 e entre o ITRF2005 e ITRF2008 estão disponíveis nas páginas do IGS (ITRF00  $\rightarrow$  ITRF05<sup>4</sup> e ITRF05  $\rightarrow$  ITRF08<sup>5</sup>).

<sup>4</sup> [http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF\\_solutions/2005/tp\\_05-00.php](http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF_solutions/2005/tp_05-00.php). Acessado em 12 de março de 2011.

<sup>5</sup> [http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF\\_solutions/2008/tp\\_08-05.php](http://itrf.ensg.ign.fr/ITRF_solutions/2008/tp_08-05.php). Acessado em 12 de março de 2011.

### 2.6.4 Transformação entre Sistema Geocêntrico e Sistema Geodésico Local

Para a devida interpretação dos deslocamentos ocorridos em uma rede geodésica, os dados, até então apresentados referenciados ao sistema geocêntrico (SIRGAS2000) devem ser transformados para um Sistema Geodésico Local.

A transformação entre um sistema geocêntrico e um sistema geodésico local (ou topocêntrico) é efetuada através do conjunto das Equações 7, 8 e 9, que são apresentadas por Jekeli (2006) e Rodrigues (2002). Os elementos em questão no formulário podem ser visualizados na Figura 11.

$$\begin{bmatrix} e \\ n \\ u \end{bmatrix} = [R_1(90^\circ - \varphi_0)R_3(90^\circ + \lambda_0)] \begin{bmatrix} X_P - X_0 \\ Y_P - Y_0 \\ Z_P - Z_0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$R_1(90^\circ - \varphi_0) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos(90^\circ - \varphi_0) & \text{sen}(90^\circ - \varphi_0) \\ 0 & -\text{sen}(90^\circ - \varphi_0) & \cos(90^\circ - \varphi_0) \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$R_3(90^\circ + \lambda_0) = \begin{bmatrix} \cos(90^\circ + \lambda_0) & \text{sen}(90^\circ + \lambda_0) & 0 \\ -\text{sen}(90^\circ + \lambda_0) & \cos(90^\circ + \lambda_0) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

Onde:

$(e, n, u)$  representa o terno de coordenadas topocêntricas do ponto a ser transformado, com o eixo  $n$  na direção da tangente ao meridiano geodésico, apontando para o norte, o eixo  $u$  coincidente com a vertical do ponto de origem e o eixo  $e$  perpendicular a  $n$  e  $u$ , tornando o sistema dextrógiro;

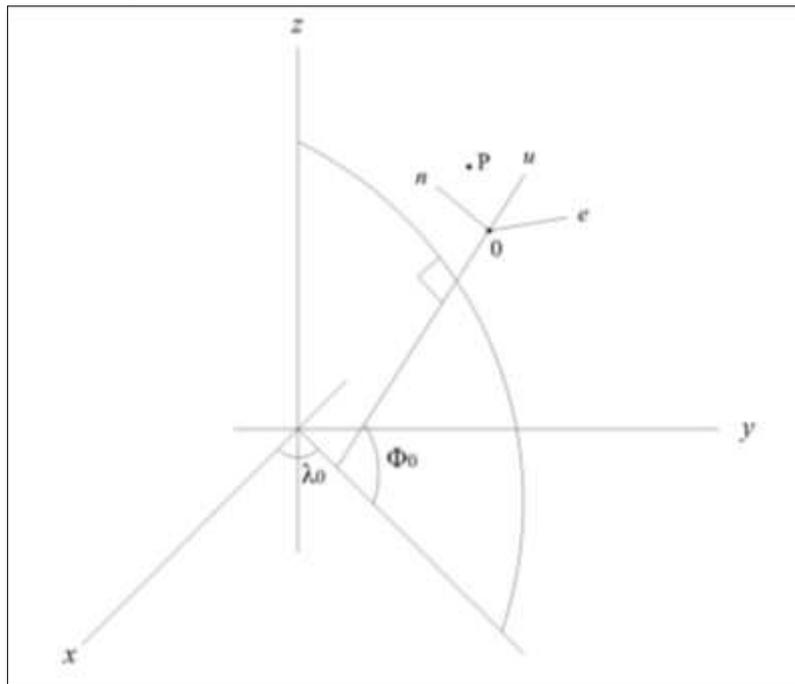
$R_1$  e  $R_3$  são matrizes de rotação em torno dos eixos X e Z respectivamente;

$(\varphi_0, \lambda_0)$  são as coordenadas geodésicas do ponto tomado como origem do Sistema Geodésico Local;

$(X_0, Y_0, Z_0)$  são as coordenadas cartesianas do ponto tomado como origem do Sistema Geodésico Local, e;

$(X_P, Y_P, Z_P)$  são as coordenadas cartesianas geocêntricas do ponto P a ser transformado do Sistema Geocêntrico para o Geodésico Local.

FIGURA 11 - RELAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS GEOCÊNTRICO E TOPOCÊNTRICO.

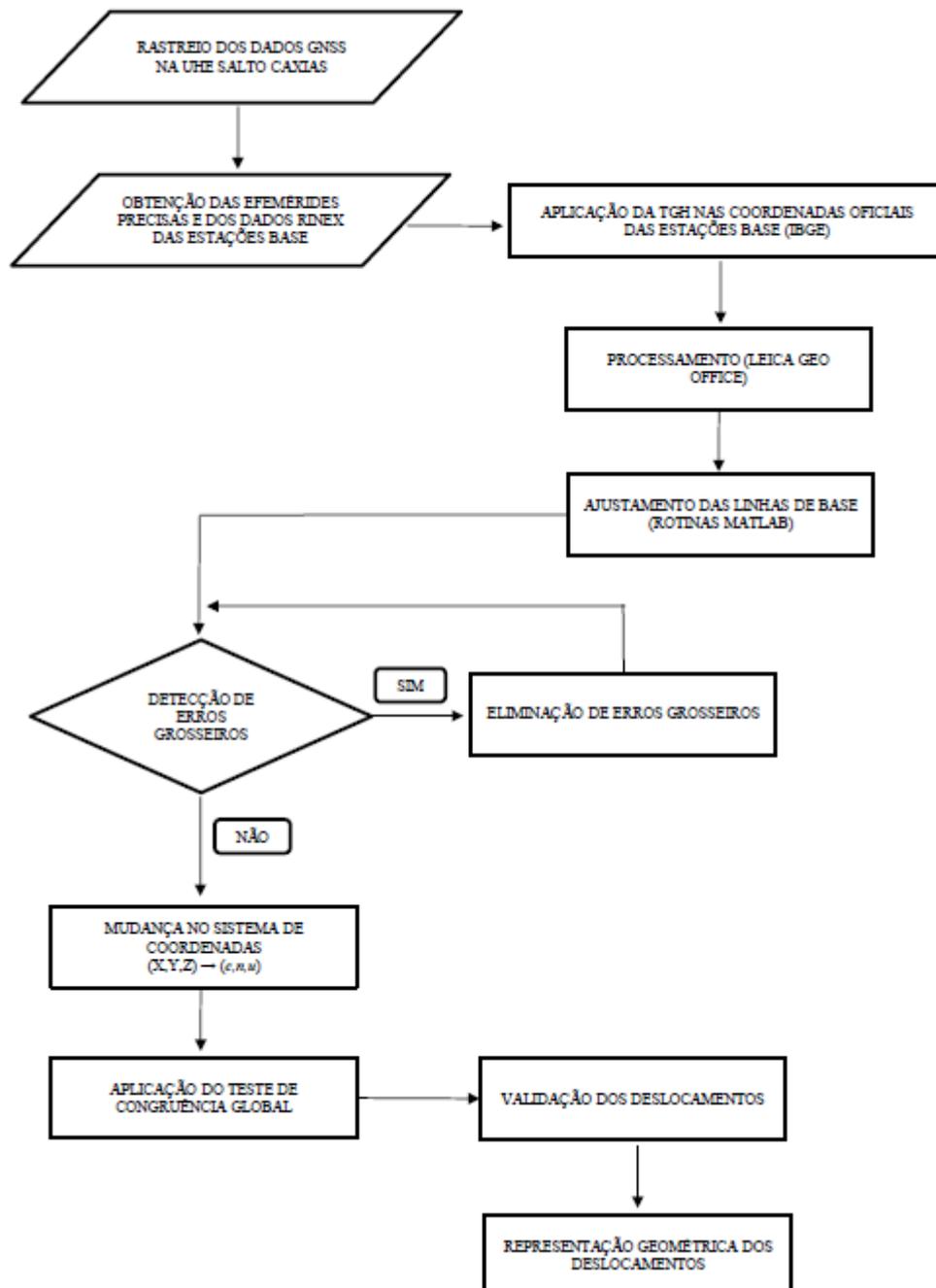


FONTE: ADAPTADO DE JEKELI (2006).

### 3 METODOLOGIA

A metodologia aplicada no presente trabalho baseia-se no fluxograma apresentado na Figura 12.

FIGURA 12 - FLUXOGRAMA DA METODOLOGIA PROPOSTA.



FONTE: O AUTOR (2012).

A primeira dessas etapas consistiu em realizar campanhas periódicas, espaçadas temporalmente, com a finalidade de se coletar os dados que serviram de insumo na presente pesquisa.

Nas campanhas de 2010 e 2011, tomou-se o cuidado de usar os mesmos aparelhos e bases nos pilares. Os 6 aparelhos disponíveis (2 Leica 1200, 2 Leica 900 e 2 Topcon Hiper) foram usados nos mesmos pilares nas quatro campanhas, afim de se avaliar a repetibilidade das observações GPS. As alturas das bases foram medidas com paquímetro, além de se travar um dos parafusos calantes da base, objetivando a repetição da altura da mesma em todas as campanhas. A Figura 13 ilustra esse procedimento.

Cabe salientar que em cada campanha realizou-se a coleta de dados por, pelo menos 6 horas contínuas repetidas em 3 dias diferentes. Em um total de no mínimo 18 horas por campanha.

FIGURA 13 – APARELHO GNSS LEICA 900 CS SOBRE O PILAR P4 (ESQ.). DETALHE PARA O CALANTE DA BASE TRAVADO (DIR.).



FONTE: O AUTOR (2012).

A próxima etapa compreendeu o pós-processamento dos dados colhidos em campo no aplicativo Leica Geo Office v. 7.0 (LGO).

Porém, para se efetuar o processamento no LGO, é necessário se obter os arquivos RINEX das estações que foram tomadas como de referência. No presente trabalho foram escolhidas as estações da RMBC: PRGU; PRMA e SCCH, disponibilizadas de forma gratuita no *site*<sup>6</sup> do IBGE, além da base de monitoramento contínuo da UHE Itaipu Binacional, ITAI.

<sup>6</sup> <ftp://geoftp.ibge.gov.br/RBMC/>

As estações PRGU, PRMA, SCCH e ITAI distam 202 km, 284 km, 197 km e 110 km respectivamente da UHE Salto Caxias.

Na Figura 14 é possível visualizar a posição aproximada das bases da RBMC (PRGU, PRMA e SCCH) e da base de monitoramento contínuo de Itaipu (ITAI) em relação à barragem da UHE Salto Caxias.

FIGURA 14 – LOCALIZAÇÃO APROXIMADA DAS ESTAÇÕES DE MONITORAMENTO CONTÍNUO UTILIZADAS NO PRESENTE TRABALHO (PRGU, PRMA, SCCH, ITAI) E DA UHE SALTO CAXIAS.



FONTE: ADAPTADO DE ESRI ONLINE (2012).

As efemérides precisas utilizadas, disponíveis no *site*<sup>7</sup> do IGS estão referenciadas a alguma das realizações ITRFyy, a Tabela 3 demonstra essa relação e à quais épocas essas efemérides estão referenciadas.

A utilização da Transformação Generalizada de Helmert - TGH (item 2.6.3), com catorze parâmetros é necessária para se adequar as coordenadas obtidas a partir do processamento com efemérides precisas, referenciadas ao ITRFyy (2005 ou 2008 – vide Tabela 3) ao referencial SIRGAS2000, compatível com o ITRF2000.

Além da transformação entre as diferentes realizações do ITRF, a TGH é usada ainda na atualização das coordenadas para uma dada época de interesse, utilizando o vetor de velocidades calculado pelo modelo VEMOS2009.

<sup>7</sup> [http://igs.cb.jpl.nasa.gov/components/prods\\_cb.html](http://igs.cb.jpl.nasa.gov/components/prods_cb.html)

TABELA 3 - EFEMÉRIDES PRECISAS E SUAS RESPECTIVAS ÉPOCAS E ITRFyy.

Período das Efemérides		ITRF utilizado
Início	Fim	
JAN. 1993	DEZ. 1993	ITRF91
JAN. 1994	DEZ. 1994	ITRF92
JAN. 1995	JUN. 1996	ITRF93
JUL. 1996	FEV. 1998	ITRF94
MAR. 1998	JUL. 1999	ITRF96
AGO. 1999	OUT. 2001	ITRF97
DEZ. 2001	OUT. 2006	ITRF00
NOV. 2006	ABR. 2011	ITRF05
ABR. 2011	-	ITRF08

FONTE: ADAPTADO DE MONICO (2008).

Ressalta-se que para as efemérides precisas referenciadas ao ITRF2008, por indisponibilidade de parâmetros de transformação entre esse e o ITRF2000, é necessária uma transformação intermediária para o ITRF2005 e depois a transformação final para o ITRF2008.

O processamento no LGO, depois de realizado, forneceu as coordenadas dos pilares nas diferentes épocas e as linhas de base entre tais pilares. Resta então, realizar o ajustamento vetorial da rede a partir do ajustamento com injeção mínima (utilizando o pilar P1 como injeção) e analisar a qualidade do ajustamento através do Teste Qui-Quadrado ( $\chi^2$ ).

Após o ajustamento vetorial da rede, aplicou-se o teste de detecção de erros grosseiros. Caso seja identificado que uma ou mais observações apresentem erros grosseiros, a(s) mesma(s) é(são) excluída(s) do conjunto de observações e o teste é novamente aplicado, até que não existam mais observações com esse tipo de erro.

As coordenadas são então transformadas para o sistema geodésico local (Equações 7, 8 e 9) e os deslocamentos calculados são validados a partir da aplicação do Teste de Congruência Global (TCG).

### 3.1 LEVANTAMENTOS DE DADOS GNSS

O levantamento dos dados GNSS foi realizado obedecendo a alguns parâmetros, a saber:

- Máscara de elevação: 10°;

- Taxa de gravação: 5 segundos;
- Tempo de rastreo: > 6 horas;
- Seção única (em cada um dos dias).

A Tabela 4 apresenta os aparelhos receptores e antenas utilizados nos rastreios, bem como suas respectivas precisões nominais.

TABELA 4 - RELAÇÃO DOS APARELHOS UTILIZADOS NOS RASTREIOS DOS PILARES DA REDE GEODÉSICA DA UHE SALTO CAXIAS.

Qtde.	Marca	Modelo	Frequência	Antena	Precisão Nominal	
					Horizontal	Vertical
1	Leica	GX1230	L1/L2	AX1202 GG	$\pm (5 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$	$\pm (10 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$
1	Leica	GX1230	L1/L2	AX1230	$\pm (5 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$	$\pm (10 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$
2	Leica	900CS	L1/L2	ATX900CS	$\pm (5 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$	$\pm (10 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$
2	Topcon	Hiper Lite	L1/L2	-	$\pm (3 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$	$\pm (5 \text{ mm} + 0,5 \text{ ppm})$

FONTE: O AUTOR (2012).

Foram utilizados os dados GNSS de cinco campanhas realizadas na UHE Salto Caxias, a saber (Tabela 5):

TABELA 5 - ÉPOCAS UTILIZADAS.

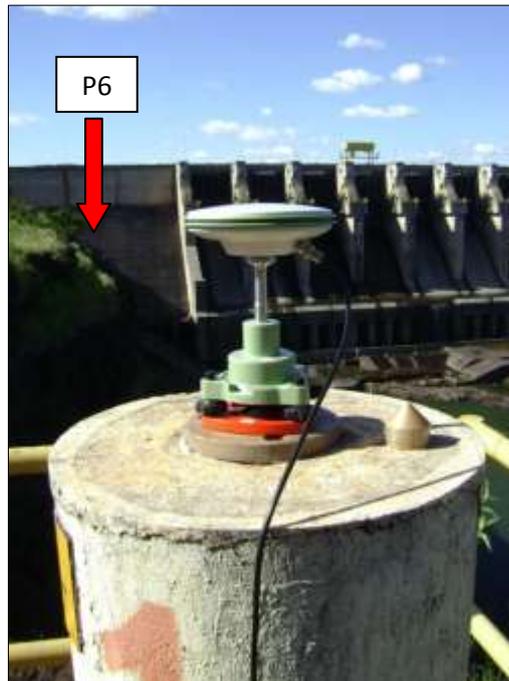
Campanha		Semana GPS	Dias do ano	Dia GPS
Mês	Ano			
Fev	2009	1518	42, 43	3, 4
Jun	2010	1588	165, 166, 167, 168	1, 2, 3, 4
Out	2010	1607	298, 299, 300, 301	1, 2, 3, 4
Mai	2011	1637	143, 144, 145, 146	1, 2, 3, 4
Out	2011	1658	290, 291, 292, 293	1, 2, 3, 4

FONTE: O AUTOR (2012).

A Figura 15 ilustra o rastreo realizado sobre o pilar P1 localizado à jusante da barragem, sendo esse localizado sobre um maciço rochoso.

Este pilar foi tomado como base no processamento dos dados GNSS da rede geodésica da UHE Salto Caxias, além de ser considerado como origem do sistema geodésico local adotado na análise dos resultados. Essa decisão foi tomada em função das máscaras de elevação elaboradas sobre cada um dos pilares à jusante, onde se notou a melhor configuração no pilar P1.

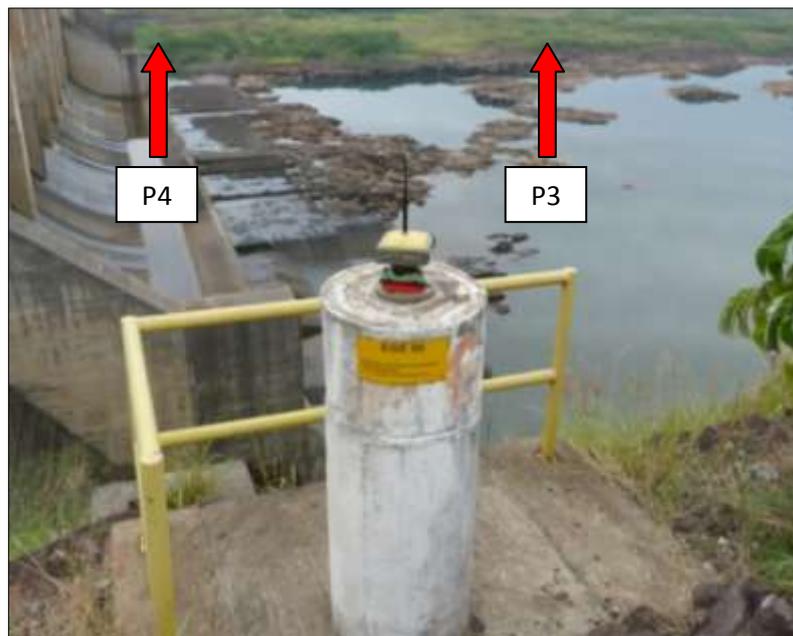
FIGURA 15 - ANTENA GNSS LEICA AX 1202 GG SOBRE O PILAR P1. DETALHE PARA A LOCALIZAÇÃO DO PILAR P6.



FONTE: O AUTOR (2012).

Na Figura 16 é possível visualizar o pilar P6. Sobre ele, o aparelho GNSS Topcon Hiper Lite.

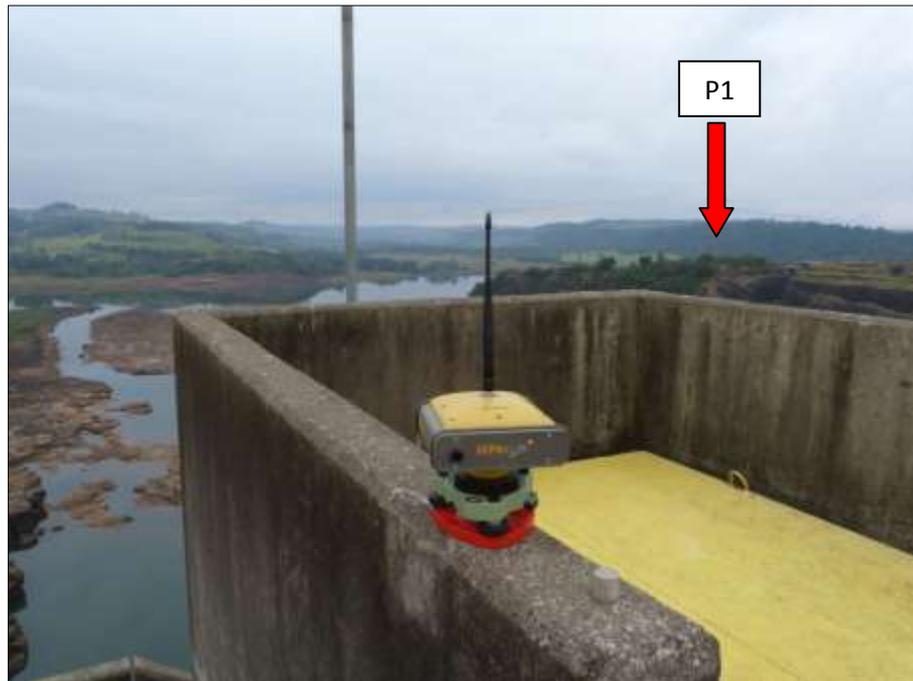
FIGURA 16 - RECEPTOR GNSS TOPCON HIPER LITE REALIZANDO O RASTREIO NO PILAR P6. DETALHES PARA OS PILARES P4 E P3, LOCALIZADOS NA MARGEM ESQUERDA DA BARRAGEM.



FONTE: O AUTOR (2012).

Os pilares anteriormente ilustrados estão localizados à jusante e na margem direita da barragem. Sobre a crista da mesma localiza-se o pino C14, o rastreo do mesmo foi realizado por um aparelho GNSS Topcon Hiper Lite (Figura 17).

FIGURA 17 - APARELHO GNSS TOPCON HIPER LITE RASTREANDO O PONTO C14. O DETALHE ILUSTR A POSIÇÃO DO PILAR P1, LOCALIZADO NA MARGEM DIREITA DA BARRAGEM.



FONTE: O AUTOR (2012).

O pilar P5 teve suas coordenadas determinadas com o receptor Leica 900CS e antena ATX900CS (Figura 18). Este pilar localiza-se próximo à entrada da galeria interna da barragem. A qualidade dos dados coletados na galeria através da poligonização topográfica de precisão depende diretamente da correta análise da estabilidade deste pilar.

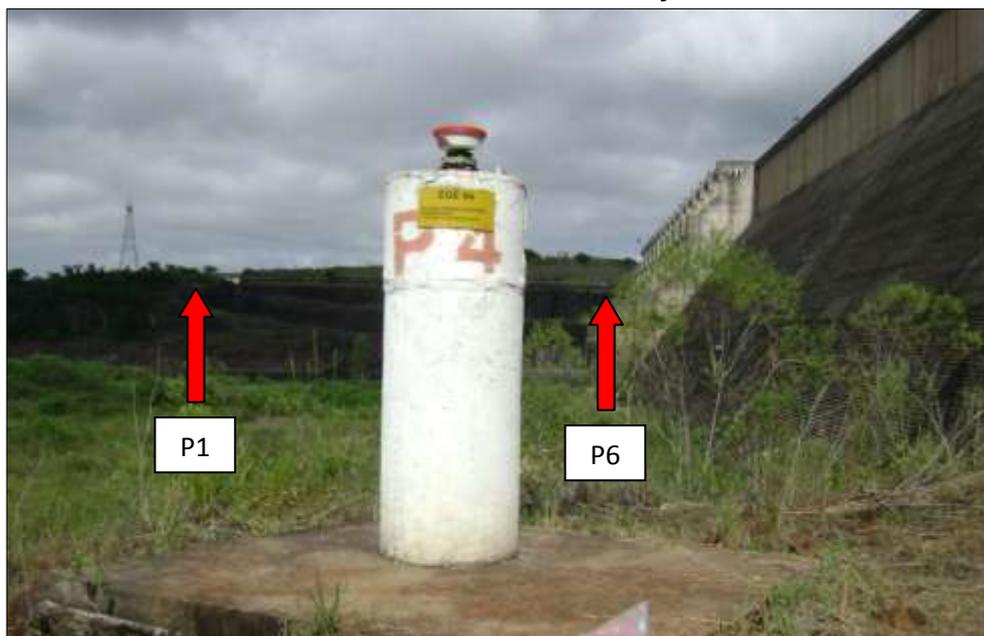
FIGURA 18 – LEICA 900CS (RECEPTOR + ANTENA) RASTREANDO O PILAR P5.



FONTE: O AUTOR (2012).

O pilar P4, localizado próximo à barragem pode ser visualizado na Figura 19, o mesmo foi rastreado com a antena ATX900CS e a coleta dos dados foi realizada pelo receptor 900CS.

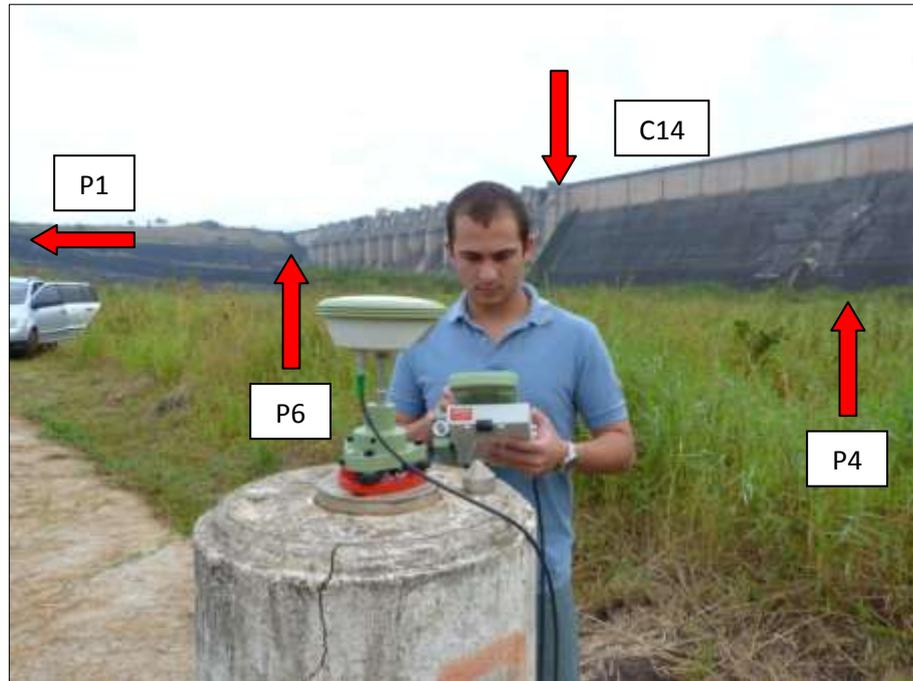
FIGURA 19 – APARELHO LEICA 900CS (RECEPTOR + ANTENA) NO PILAR P4 EFETUANDO O RASTREIO DO MESMO. EM DESTAQUE, A LOCALIZAÇÃO DOS PILARES P1 E P6.



FONTE: O AUTOR (2012).

Por fim, o pilar P3, que teve suas coordenadas determinadas com o conjunto antena (AX1230) e receptor (GX1230) da Leica, pode ser visualizado na Figura 20.

FIGURA 20 – ANTENA AX1230 E RECEPTOR GX1230 SOBRE O PILAR P3. NOS DETALHES AS LOCALIZAÇÕES DOS PILARES P1, P6 E P4, ALÉM DO PONTO C14.



FONTE: O AUTOR (2012).

## 3.2 AJUSTAMENTO VETORIAL DA REDE GEODÉSICA

### 3.2.1 Método paramétrico

O ajustamento das observações GNSS, assim como outras grandezas nas Ciências Geodésicas pode ser realizado a partir do método paramétrico, que por sua vez obedece à condição de mínimos quadrados, sendo esse utilizado quando existe a superabundância de observações, gerando um sistema redundante, com mais equações do que parâmetros. O Método dos Mínimos Quadrados (MMQ) obedece à seguinte condição (GEMAEL, 2004; WOLF e GHILANI, 1997; KUANG, 1996):

$$\sum_{i=1}^n v_i^2 = \text{mín} \quad (10)$$

Onde  $n$  é a quantidade de observações,  $v_i$  é o resíduo da  $i$ -ésima observação e  $V$  é o vetor dos resíduos das observações:

$$V = [v_1 \ v_2 \ \dots \ v_n]^T \quad (11)$$

No método paramétrico, o vetor das observações ajustadas é função dos parâmetros ajustados  $L_a = F(X_a)$ . O vetor de interesse do geodesta é o dos parâmetros ajustados  $X_a$ . Em casos de equações lineares a serem ajustadas, como a Equação 3, o vetor  $X_a$  é dado por:

$$X_a = (A^T P A)^{-1} A^T P L_b \quad (12)$$

O vetor  $X_a$ , dos parâmetros ajustados, de acordo com Gemael (2004) e Monico (2008) é comumente decomposto em duas matrizes,  $N = (A^T P A)^{-1}$ , que representa os coeficientes das equações normais e  $U = A^T P L_b$ , que por sua vez é o vetor dos termos independentes. Após a adoção dessa notação, o vetor  $X_a$  toma a seguinte forma:

$$X_a = N^{-1} U \quad (13)$$

Onde a matriz  $A$  das derivadas parciais das observações em relação aos parâmetros e a matriz dos pesos  $P$  são dadas por:

$$A = \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_0} \quad (14)$$

$$P = \sigma_0^2 \Sigma_{L_b}^{-1} \quad (15)$$

Sendo  $\sigma_0^2$  o fator de variância *a-priori*, normalmente considerado igual à unidade e  $\Sigma_{L_b}$  a matriz variância-covariância das observações.

De acordo com o MMQ, a condição de que a soma do quadrado dos resíduos tem que ser mínima deve ser respeitada. No modelo paramétrico, é possível se determinar os resíduos das observações utilizando-se a seguinte equação:

$$V = A X_a - L_b \quad (16)$$

A análise da qualidade do ajustamento pode ser realizada, num primeiro momento, a partir das matrizes variância-covariância dos parâmetros e observações ajustados e dos resíduos. Tais MVC's são demonstradas pelas Equações 17, 18 e 19 respectivamente:

$$\Sigma_X = \sigma_0^2 N^{-1} \quad (17)$$

$$\Sigma_{L_a} = \sigma_0^2 AN^{-1}A^T \quad (18)$$

$$\Sigma_V = \sigma_0^2 (AN^{-1}A^T - P^{-1}) \quad (19)$$

Um importante estimador da qualidade do ajustamento é obtido a partir do teste do Qui-Quadrado ( $\chi^2$ ), em que o  $\sigma_0^2$  e o  $\hat{\sigma}_0^2$  (variância *a-posteriori*) são testados estatisticamente, e se a igualdade estatística entre eles for detectada, tem-se que provavelmente, não existem problemas no processo de ajustamento, caso contrário, é necessário se reavaliar de forma cuidadosa o ajustamento, analisando-se as MVC's das observações (subestimação ou superestimação das mesmas) e o vetor dos resíduos.

Em posse de  $n$  equações de observações e  $u$  parâmetros, a diferença entre tais é o grau de liberdade do sistema, tem-se que o cálculo da variância *a-posteriori* é dado por:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T PV}{n - u} \quad (20)$$

O teste do  $\chi^2$  é aplicado então, tomando-se duas hipóteses, a básica ( $H_0$ ) e a alternativa ( $H_1$ ) e testando-as a um determinado grau de confiança  $\alpha$  (GEMAEL (2004), WOLF e GHILANI (1997)):

$$\begin{aligned} H_0: \sigma_0^2 &= \hat{\sigma}_0^2 \\ H_1: \sigma_0^2 &\neq \hat{\sigma}_0^2 \end{aligned} \quad (21)$$

O valor teórico do  $\chi^2$  é determinado pelo grau de liberdade e o grau de confiança, ao passo que o valor calculado pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$\chi^2_{CALC} = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} (n - u) \quad (22)$$

Para que  $\hat{\sigma}_0^2$  seja aprovado, é necessário que o valor de  $\chi^2_{CALC}$  esteja compreendido entre os limites superior e inferior do  $\chi^2$  teórico, obedecendo à seguinte inequação:

$$\chi^2_{v, \frac{\alpha}{2}} < \chi^2_{CALC} < \chi^2_{v, 1 - \frac{\alpha}{2}} \quad (23)$$

Onde  $v$  é o grau de liberdade.

### 3.3 DATA SNOOPING E DETECÇÃO E ELIMINAÇÃO DE ERROS GROSSEIROS

Após a realização do ajustamento das observações, foi necessário se identificar e eliminar possíveis erros grosseiros que estivessem presentes nas observações, contaminando assim a qualidade total do ajustamento. O ajustamento fornece os resíduos das observações, porém, o vetor  $\nabla_L$  dos erros grosseiros não.

Para realizar tal análise dos erros grosseiros, será aplicado o teste  $w$  – *Data Snooping*. De acordo com Kuang (1996), o teste *Data Snooping* é aplicado sobre os resíduos, identificando os possíveis erros grosseiros de um em um.

O teste de hipóteses para identificação de *outliers* é dado por (MONICO, 2008):

$$\begin{aligned} H_0: E\{L\} &= AX \\ H_1: E\{L\} &= AX + C_L \nabla_L, \text{ com } \nabla_L \neq 0 \end{aligned} \quad (24)$$

Onde:

$H_0$  e  $H_1$  são as hipóteses Básica e Alternativa respectivamente;

$E\{L\}$  é o operador de Esperança Matemática do vetor  $L$ , e;

$C_L = [0 \ 0 \ \dots \ 0 \ 1 \ 0 \ \dots \ 0]^T$  é um vetor de elementos nulos com exceção da posição da observação testada, nessa posição estará o elemento unitário.

O resíduo padronizado ( $w$ ), que efetivamente será testado no *Data Snooping*, de acordo com Kuang (1996), é dado por:

$$w = \frac{-C_L^T P V}{\sigma_0 \sqrt{C_L^T P \Sigma_V P C_L}} \quad (25)$$

Para que a hipótese básica  $H_0$  seja aceita é necessário que:

$$n_{\frac{\alpha}{2},1} \leq w \leq n_{1-\frac{\alpha}{2},1} \quad (26)$$

Onde  $n_{\frac{\alpha}{2},1}$  e  $n_{1-\frac{\alpha}{2},1}$  são os limites inferior e superior da distribuição normal, com grau de significância  $\alpha$  e grau de liberdade  $r = 1$ .

Se  $H_0$  for rejeitada, a observação é considerada com erro grosseiro e deve ser eliminada do conjunto de observações.

O teste é feito normalmente para todo o conjunto de dados, porém, elimina-se a observação correspondente ao maior valor de  $w$ , sendo necessária a reaplicação do teste, até que todas as observações passem no teste *Data Snooping*. Conforme explicitado anteriormente, o teste de detecção de erros grosseiros foi implementado em linguagem MATLAB.

### 3.4 VALIDAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL

A validação dos deslocamentos no presente trabalho será realizada através do Teste de Congruência Global (TCG), que tem por objetivo identificar se um conjunto de pontos permaneceu estável ao longo do tempo, ou, se houve deslocamento dos mesmos entre diferentes épocas (RIBEIRO (2008), FAZAN (2010)).

O TCG busca estudar a estabilidade de pontos de uma determinada rede geodésica e o mesmo tem o seguinte teste de hipóteses:

$$\begin{aligned} H_0: E\{d\} = E\{X_i\} = E\{X_j\} = 0 \\ H_1: E\{d\} \neq 0 \end{aligned} \quad (27)$$

Com  $H_0$  representando a hipótese básica, onde não ocorre o deslocamento ( $d$ ) dos pontos que compõem a rede e  $H_1$ , por sua vez, representando a hipótese alternativa, onde há deslocamento dos pontos.

Conhecendo-se os vetores das coordenadas de um dado ponto da rede em duas épocas  $i$  e  $j$ , tem-se:

$$[X_i] = \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} \quad (28)$$

$$[X_j] = \begin{bmatrix} X_j \\ Y_j \\ Z_j \end{bmatrix} \quad (29)$$

E suas respectivas MVC's:

$$\Sigma X_i = \begin{bmatrix} \sigma X_i^2 & \sigma X_i Y_i & \sigma X_i Z_i \\ & \sigma Y_i^2 & \sigma Y_i Z_i \\ & & \sigma Z_i^2 \end{bmatrix} \quad (30)$$

$$\Sigma X_j = \begin{bmatrix} \sigma X_j^2 & \sigma X_j Y_j & \sigma X_j Z_j \\ & \sigma Y_j^2 & \sigma Y_j Z_j \\ & & \sigma Z_j^2 \end{bmatrix} \quad (31)$$

O deslocamento do ponto e sua respectiva MVC são obtidos por:

$$d = X_i - X_j \quad (32)$$

$$\Sigma d = \Sigma X_i + \Sigma X_j \quad (33)$$

O grau de liberdade da solução geral pode ser dado pela soma dos graus de liberdade da época  $i$  e  $j$ .

$$r_{ij} = r_i + r_j \quad (34)$$

Calculam-se então as covariâncias das componentes da coordenada do ponto entre as épocas a partir do seguinte conjunto de equações:

$$\begin{aligned} \sigma X_{i,j}^2 &= \frac{r_i \sigma X_i^2 + r_j \sigma X_j^2}{r_{ij}} \\ \sigma Y_{i,j}^2 &= \frac{r_i \sigma Y_i^2 + r_j \sigma Y_j^2}{r_{ij}} \\ \sigma Z_{i,j}^2 &= \frac{r_i \sigma Z_i^2 + r_j \sigma Z_j^2}{r_{ij}} \end{aligned} \quad (35)$$

De acordo com Caspary (2000, citado por Fazan<sup>8</sup> (2010)), tem-se que a partir desses dados, o Teste F de Fisher-Snedecor, que avalia a razão entre variâncias, pode ser aplicado, onde efetivamente as coordenadas das épocas  $i$  e  $j$  serão testadas.

---

<sup>8</sup> 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.

$$F_C = \frac{\left(\frac{\Omega}{h}\right)}{\sigma_{i,j}^2} \quad (36)$$

Onde:

$$\Omega = d^T \Sigma d^{-1} d \quad (37)$$

$h$  é a característica (*rank*) de  $\Sigma d$ ;

$F_C$  representa o valor calculado no teste F;

$\sigma_{i,j}^2$  é a covariância para qualquer uma das componentes da coordenada do ponto em questão ( $\sigma X_{i,j}^2, \sigma Y_{i,j}^2, \sigma Z_{i,j}^2$ ).

A definição se o ponto sofreu deslocamento ou não é dada ante o confronto entre  $F_C$  e  $F_T(\alpha, h, r_{ij})$ , onde  $\alpha$  é o grau de significância do teste e  $F_T$  é o valor tabelado para a distribuição F. A hipótese básica  $H_0$  é aceita se  $F_C \leq F_T$ , caracterizando o não deslocamento do ponto, ao passo que tal hipótese não será aceita se  $F_C > F_T$ , demonstrando que com um determinado grau de significância  $\alpha$ , o ponto se deslocou entre as épocas  $i$  e  $j$ .

## 4 RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos no processamento, ajustamento e análise dos deslocamentos dos pilares que compõem a rede geodésica da UHE Salto Caxias.

De posse dos dados RINEX das estações base (PRMA, PRGU, SCCH, ITAI), processou-se os dados obtidos no pilar P1 de forma que esse ponto tornou-se a estação base para o processamento dos demais pilares e ponto da rede (P6, C14, P5, P4, P3).

As Tabelas a seguir (6, 7, 8, 9 e 10) apresentam as coordenadas obtidas nesses processamentos para as diferentes épocas de rastreamento. As coordenadas presentes foram referenciadas ao ITRF2000 e atualizadas para a mesma época (Fev/09 – 2009,1) a partir da utilização da TGH.

TABELA 6 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE FEVEREIRO/2009.

PILAR	Latitude	Longitude	Alt. Elip. (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
P1	-25° 32' 44,16734''	-53° 29' 44,02678''	316,0757	3425642,957	-4628741,054	-2733865,688
P6	-25° 32' 36,71249''	-53° 29' 45,44560''	315,2088	3425669,501	-4628843,508	-2733658,323
C14	-25° 32' 34,88633''	-53° 29' 33,53661''	332,4319	3425960,410	-4628677,682	-2733615,044
P5	-25° 32' 33,46648''	-53° 29' 10,18672''	320,8850	3426489,382	-4628296,591	-2733570,641
P4	-25° 32' 35,31789''	-53° 29' 22,08660''	281,4660	3426186,582	-4628445,933	-2733605,051
P3	-25° 32' 41,90805''	-53° 29' 23,33412''	268,9320	3426099,830	-4628387,277	-2733782,628

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 7 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE JUNHO/2010.

PILAR	Latitude	Longitude	Alt. Elip. (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
P1	-25° 32' 44,16650''	-53° 29' 44,02698''	316, 0218	3425642,930	-4628741,027	-2733865,641
P6	-25° 32' 36,71163''	-53° 29' 45,44582''	315, 1778	3425669,487	-4628843,498	-2733658,286
C14	-25° 32' 34,88565''	-53° 29' 33,53686''	332, 3732	3425960,378	-4628677,651	-2733615,000
P5	-25° 32' 33,46571''	-53° 29' 10,18692''	320, 8301	3426489,354	-4628296,563	-2733570,596
P4	-25° 32' 35,31707''	-53° 29' 22,08678''	281, 4108	3426186,554	-4628445,905	-2733605,005
P3	-25° 32' 41,90720''	-53° 29' 23,33429''	268, 8764	3426099,803	-4628387,249	-2733782,580

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 8 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2010.

PILAR	Latitude	Longitude	Alt. Elip. (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
P1	-25° 32' 44,16709''	-53° 29' 44,02697''	316, 1317	3425642,984	-4628741,100	-2733865,705
P6	-25° 32' 36,71296''	-53° 29' 45,44586''	315, 2742	3425669,527	-4628843,554	-2733658,365
C14	-25° 32' 34,88689''	-53° 29' 33,53686''	332, 4906	3425960,432	-4628677,723	-2733615,085
P5	-25° 32' 33,46699''	-53° 29' 10,18703''	320, 9373	3426489,399	-4628296,628	-2733570,678
P4	-25° 32' 35,31837''	-53° 29' 22,08681''	281, 5306	3426186,608	-4628445,978	-2733605,092
P3	-25° 32' 41,90853''	-53° 29' 23,33435''	268, 9977	3426100,393	-4628388,049	-2733783,101

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 9 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE MAIO/2011.

PILAR	Latitude	Longitude	Alt. Elip. (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
P1	-25° 32' 44,16603''	-53° 29' 44,02734''	316, 0834	3425642,958	-4628741,083	-2733865,655
P6	-25° 32' 36,71125''	-53° 29' 45,44619''	315, 2174	3425669,503	-4628843,537	-2733658,293
C14	-25° 32' 34,88522''	-53° 29' 33,53720''	332, 4335	3425960,406	-4628677,705	-2733615,014
P5	-25° 32' 33,46537''	-53° 29' 10,18741''	320, 8800	3426489,372	-4628296,611	-2733570,608
P4	-25° 32' 35,31664''	-53° 29' 22,08711''	281, 4672	3426186,581	-4628445,956	-2733605,017
P3	-25° 32' 41,90679''	-53° 29' 23,33465''	268, 9251	3426099,824	-4628387,294	-2733782,590

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 10 - COORDENADAS GEODÉSICAS E CARTESIANAS PÓS-PROCESSADAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2011.

PILAR	Latitude	Longitude	Alt. Elip. (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
P1	-25° 32' 44,16689''	-53° 29' 44,02609''	316, 0901	3425642,983	-4628741,057	-2733865,681
P6	-25° 32' 36,71201''	-53° 29' 45,44488''	315, 2263	3425669,531	-4628843,514	-2733658,318
C14	-25° 32' 34,88598''	-53° 29' 33,53578''	332, 4497	3425960,441	-4628677,685	-2733615,042
P5	-25° 32' 33,46611''	-53° 29' 10,18632''	320, 9001	3426489,402	-4628296,599	-2733570,638
P4	-25° 32' 35,31723''	-53° 29' 22,08578''	281, 4794	3426186,612	-4628445,936	-2733605,039
P3	-25° 32' 41,90758''	-53° 29' 23,33325''	268, 9507	3426099,863	-4628387,281	-2733782,623

FONTE: O AUTOR (2012).

O ajustamento paramétrico (Seção 3.2) foi então aplicado, obedecendo-se o modelo matemático que relaciona as coordenadas (parâmetros) e as componentes vetoriais (observações) entre os pilares a partir do conjunto de Equações 5 (pág. 18).

Para a análise da qualidade do ajustamento foram avaliados os valores calculados do Qui-Quadrado ( $\chi^2$ ) para as cinco épocas utilizadas. Esses resultados são apresentados na Tabela 11.

TABELA 11 - VALORES DE  $\chi^2$  PARA AS DIFERENTES ÉPOCAS.

ÉPOCA	$\chi^2$	RESULTADO
FEVEREIRO/2009	$7,8 \times 10^{-22}$	REPROVADO
JUNHO/2010	$3,5 \times 10^{-22}$	REPROVADO
OUTUBRO/2010	$6,4 \times 10^{-22}$	REPROVADO
MAIO/2011	$1,1 \times 10^{-21}$	REPROVADO
OUTUBRO/2011	$9,1 \times 10^{-22}$	REPROVADO

FONTE: O AUTOR (2012).

Dado que todos os ajustamentos foram reprovados no teste do  $\chi^2$ , aplicou-se então o teste *Data Snooping* com a finalidade de identificar erros grosseiros nas observações.

Como os resultados indicaram que as observações não contêm erros grosseiros, decidiu-se alterar os pesos das observações. Até essa fase, vinham sendo utilizadas as precisões nominais dos equipamentos (Tabela 4).

Como nova estratégia de ponderação no ajustamento, optou-se por reajustar a rede, substituindo a matriz dos pesos original (precisões nominais dos aparelhos) pela matriz variância-covariância das observações ( $\Sigma_{L_a}$ ) calculada, porém tal medida não alterou o resultado final de nenhum Teste do  $\chi^2$  em nenhuma das épocas.

Observou-se então que as coordenadas oriundas do processamento e as calculadas no ajustamento foram iguais, gerando resíduos na ordem de  $10^{-12}$ , afetando o valor calculado de  $\hat{\sigma}^2$  (equação 20).

A concordância entre as coordenadas calculadas e processadas pode ser explicada pela quantidade de dados obtida *in loco*, com tempo de rastreamento sempre superior a seis horas por dia, durante três dias, como já explicado na Seção 3.1. Outra hipótese baseia-se no fato de o LGO, mesmo utilizando dados superabundantes (três dias de rastreamento) no processamento, fornece uma única solução, proveniente de um ajustamento prévio da rede levantada.

Posteriormente as coordenadas no sistema geodésico local foram testadas utilizando o TCG, sendo que essas foram obtidas a partir das Equações 7, 8 e 9 (pág. 26). As Tabelas 12, 13, 14 e 15 demonstram os valores calculados para

( $e, n, u$ ) nas diferentes campanhas e as diferenças entre essas e a campanha de referência (Fevereiro/2009).

Observa-se que nas tabelas a seguir não consta o pilar P1, isso se deve ao fato de o mesmo ter sido tomado como origem do sistema geodésico local e de acordo a Equação 7 as suas coordenadas são (0, 0, 0).

TABELA 12 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE JUNHO/2010 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.

PILAR	$e$ (m)	$\Delta e$ (mm)	$n$ (m)	$\Delta n$ (mm)	$u$ (m)	$\Delta u$ (mm)
P6	-39,612	-0,5	229,416	0,6	-0,848	22,9
C14	292,870	-1,4	285,607	-5,0	16,338	-4,8
P5	944,770	0,0	329,273	-2,2	4,730	-1,0
P4	612,535	0,5	272,317	-0,7	-34,646	-1,3
P3	577,697	0,8	69,515	0,3	-47,172	-1,7

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 13 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE OUTUBRO/2010 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.

PILAR	$e$ (m)	$\Delta e$ (mm)	$n$ (m)	$\Delta n$ (mm)	$u$ (m)	$\Delta u$ (mm)
P6	-39,613	-1,9	229,394	-22,1	-0,862	9,4
C14	292,870	-1,7	285,587	-25,0	16,346	2,7
P5	944,767	-3,4	329,252	-23,4	4,727	-3,7
P4	612,534	-0,6	272,295	-22,5	-34,636	8,6
P3	577,695	-1,0	69,492	-22,5	-47,161	9,7

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 14 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE MAIO/2011 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.

PILAR	$e$ (m)	$\Delta e$ (mm)	$n$ (m)	$\Delta n$ (mm)	$u$ (m)	$\Delta u$ (mm)
P6	-39,612	-0,8	229,414	-2,1	-0,870	0,9
C14	292,871	-0,8	285,606	-6,2	16,337	-6,1
P5	944,766	-3,7	329,269	-6,2	4,718	-12,7
P4	612,536	1,4	272,316	-1,9	-34,651	-6,5
P3	577,697	0,8	69,513	-1,5	-47,185	-14,6

FONTE: O AUTOR (2012).

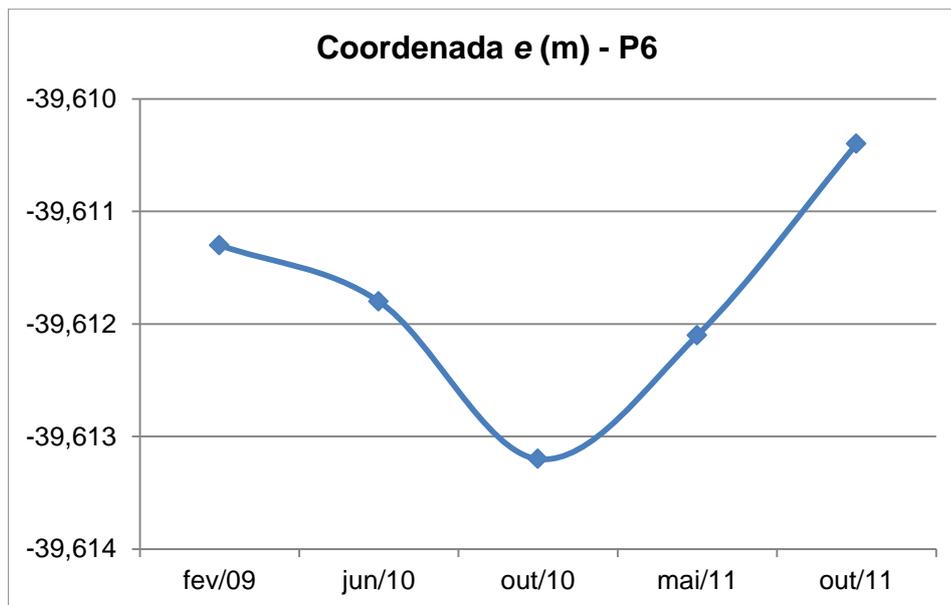
TABELA 15 - COORDENADAS NO SISTEMA GEODÉSICO LOCAL ( $e, n, u$ ) NA CAMPANHA DE OUTUBRO/2011 E SUAS RESPECTIVAS DIFERENÇAS EM RELAÇÃO ÀS OBTIDAS NA ÉPOCA FEVEREIRO/2009.

PILAR	$e$ (m)	$\Delta e$ (mm)	$n$ (m)	$\Delta n$ (mm)	$u$ (m)	$\Delta u$ (mm)
P6	-39,610	0,9	229,417	1,0	-0,868	3,1
C14	292,875	3,9	285,609	-3,1	16,347	3,4
P5	944,762	-8,1	329,273	-2,5	4,732	0,7
P4	612,538	3,6	272,324	6,4	-34,646	-1,0
P3	577,701	5,0	69,515	0,6	-47,166	4,3

FONTE: O AUTOR (2012).

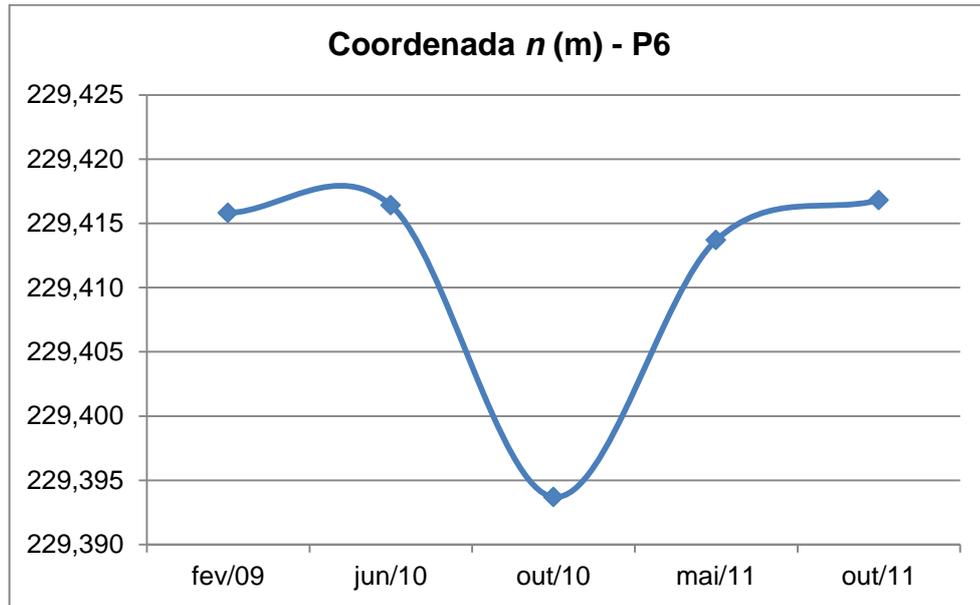
As Figuras a seguir (21, 22 e 23) ilustram a variação ocorrida nas componentes das coordenadas do pilar P6.

FIGURA 21 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $e$  DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

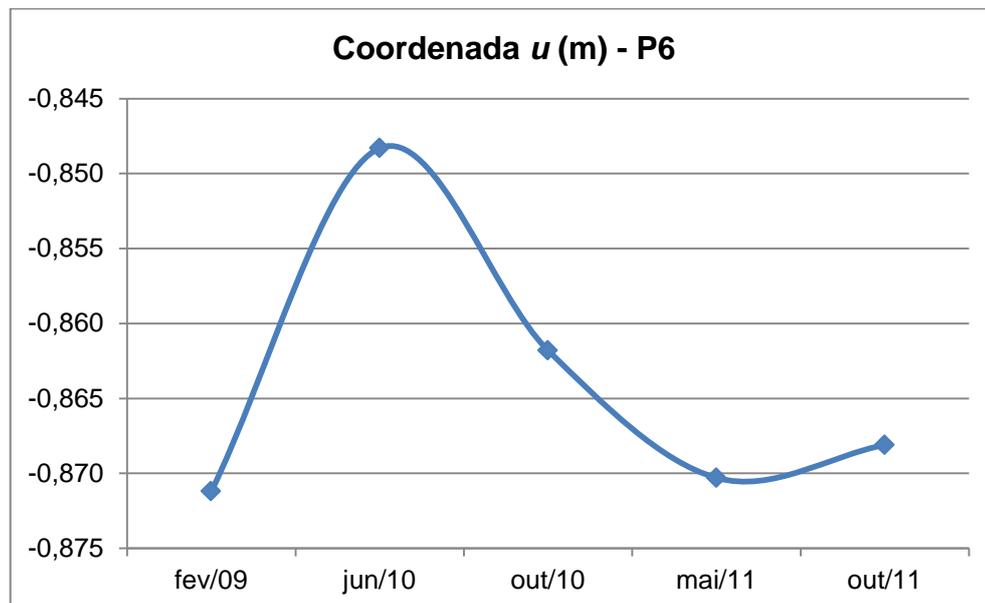


FONTE: O AUTOR (2012).

A variação de escala entre as representações gráficas entre as Figuras 21 (intervalos de 1 mm) e 22 e 23 (intervalos de 5 mm) se deve às diferenças entre as magnitudes detectadas nas diferentes componentes da coordenada do pilar P6, maiores em  $n$  e  $u$ .

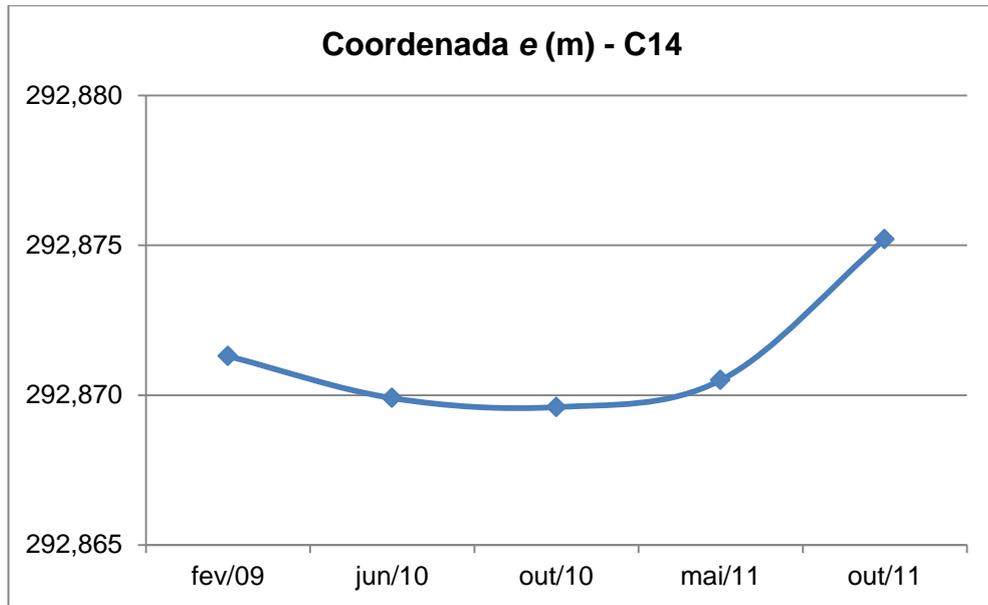
FIGURA 22 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $n$  DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

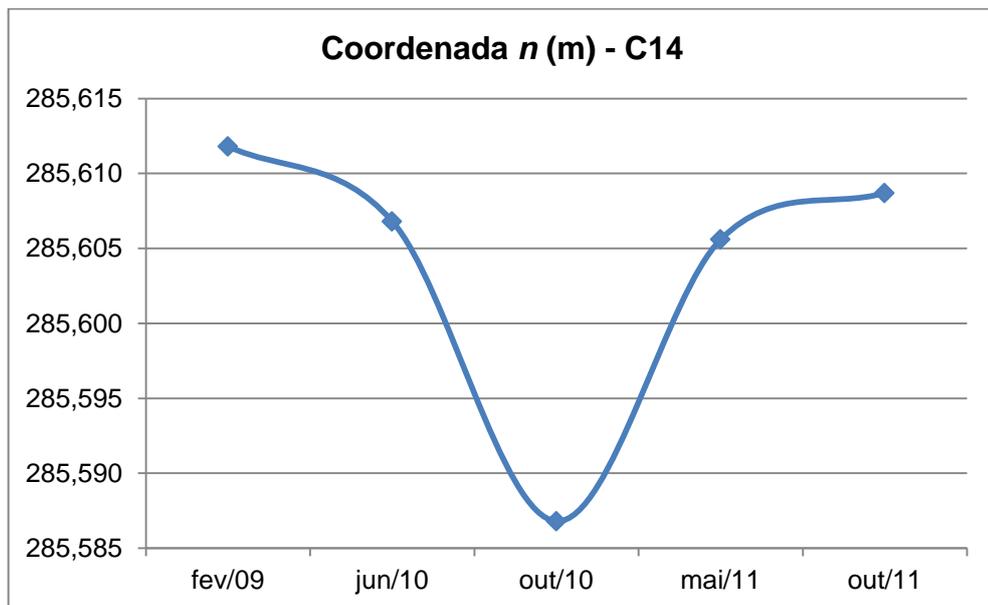
FIGURA 23 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $u$  DO PILAR P6 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

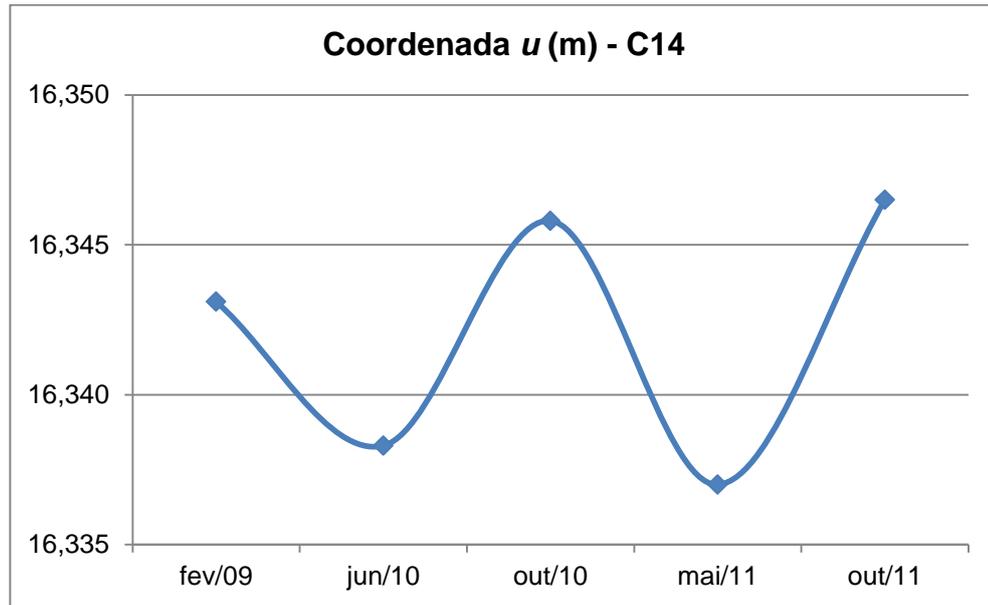
As Figuras 24, 25 e 26 representam as variações detectadas no pino C14, localizado sobre a crista da barragem, mais precisamente, sobre a Comporta 14 da UHE Salto Caxias.

FIGURA 24 – VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $e$  DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

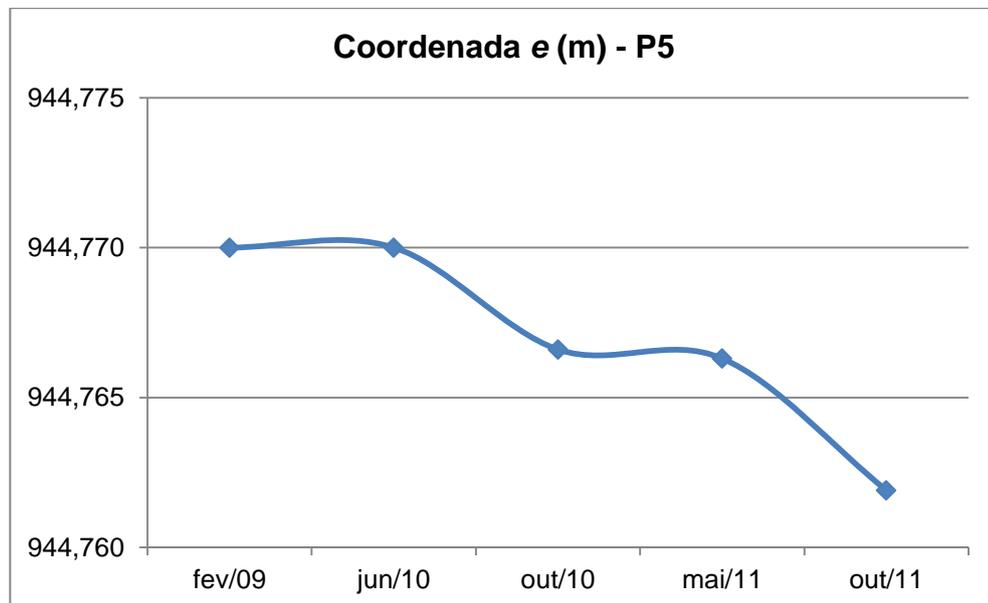
FIGURA 25 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $n$  DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

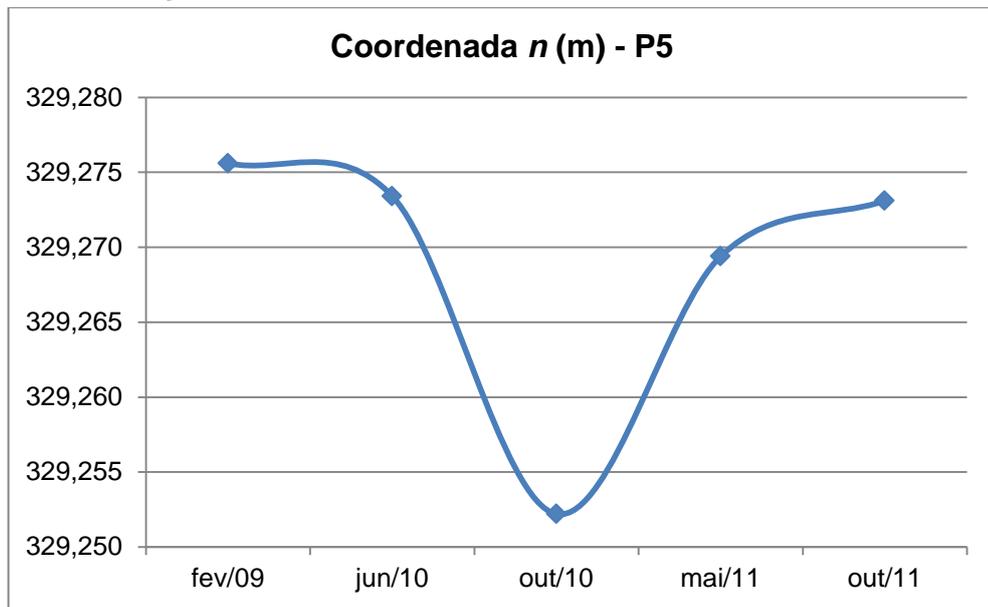
FIGURA 26 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $u$  DO PONTO C14 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

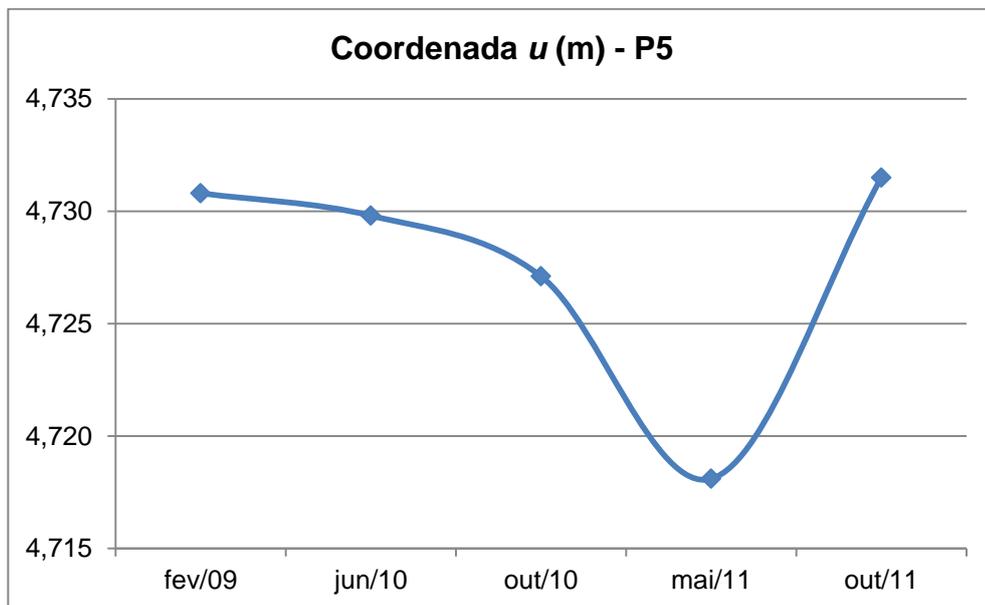
A representação gráfica da variação temporal das coordenadas do pilar P5 está representada nas Figuras 27, 28 e 29.

FIGURA 27 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $e$  DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

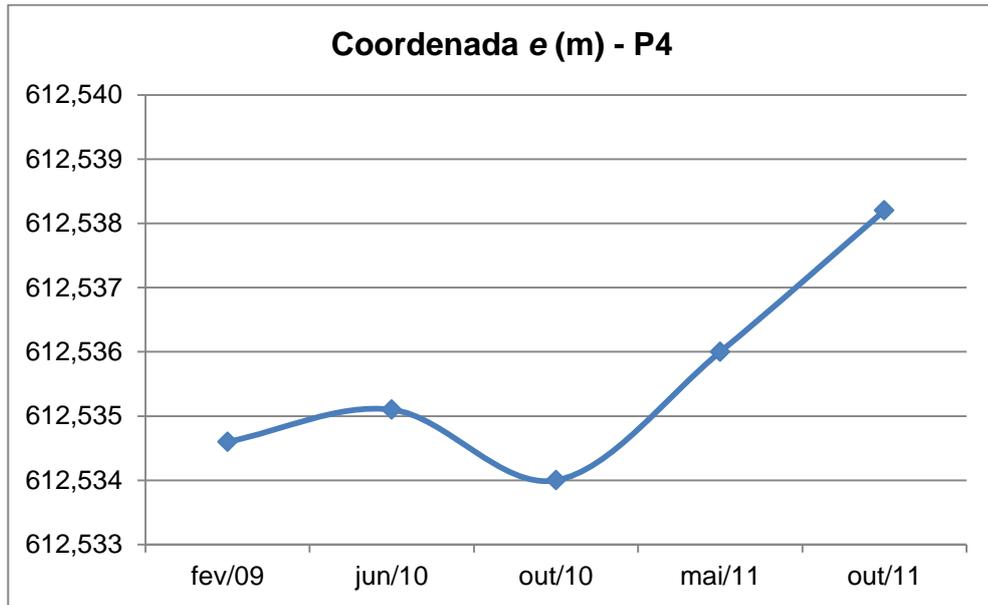
FIGURA 28 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $n$  DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

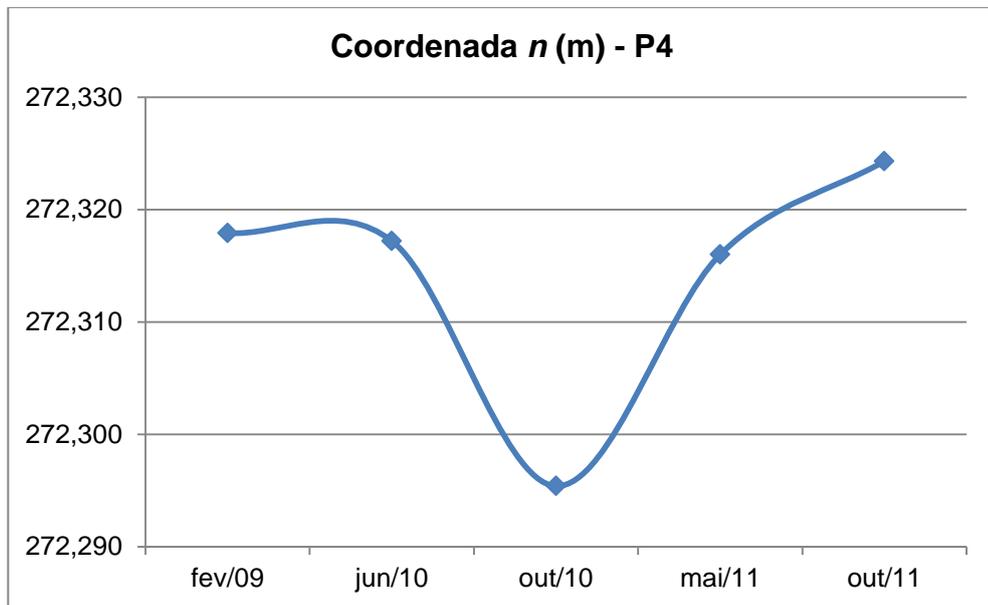
FIGURA 29 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $u$  DO PILAR P5 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

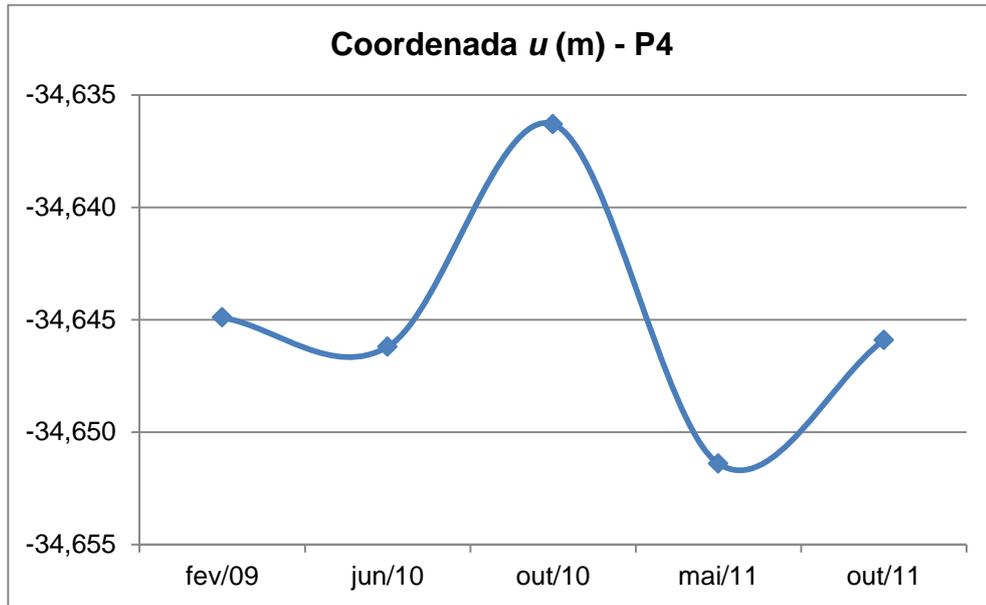
As discrepâncias do pilar P4, assim como as do pilar P6 tiveram magnitudes bastante discrepantes, por tal motivo as representações gráficas (Figuras 30, 31 e 32) das variações temporais das coordenadas estão representadas com escalas diferentes entre as componentes.

FIGURA 30 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $e$  DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

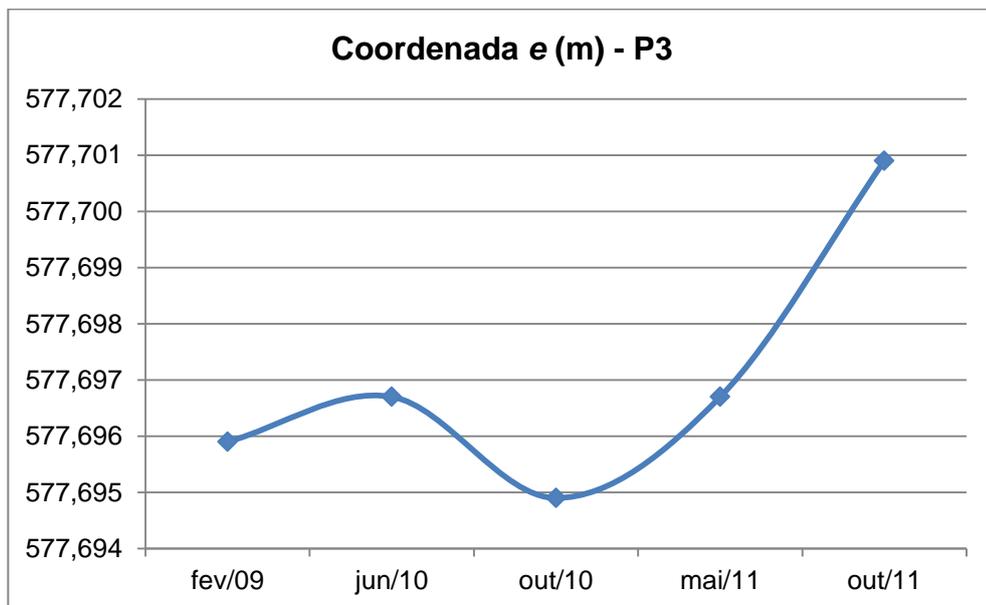
FIGURA 31 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $n$  DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

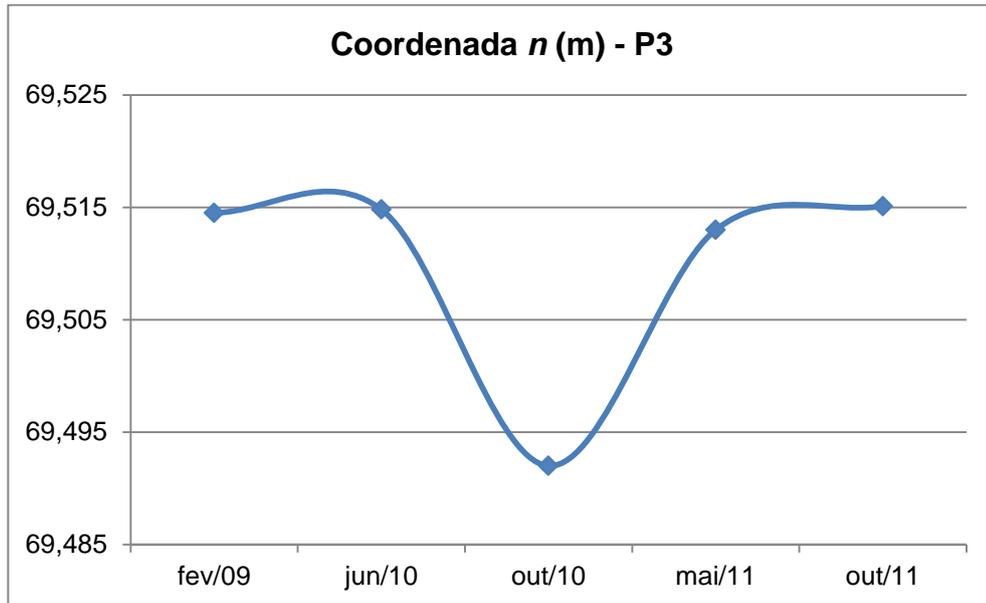
FIGURA 32 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $u$  DO PILAR P4 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

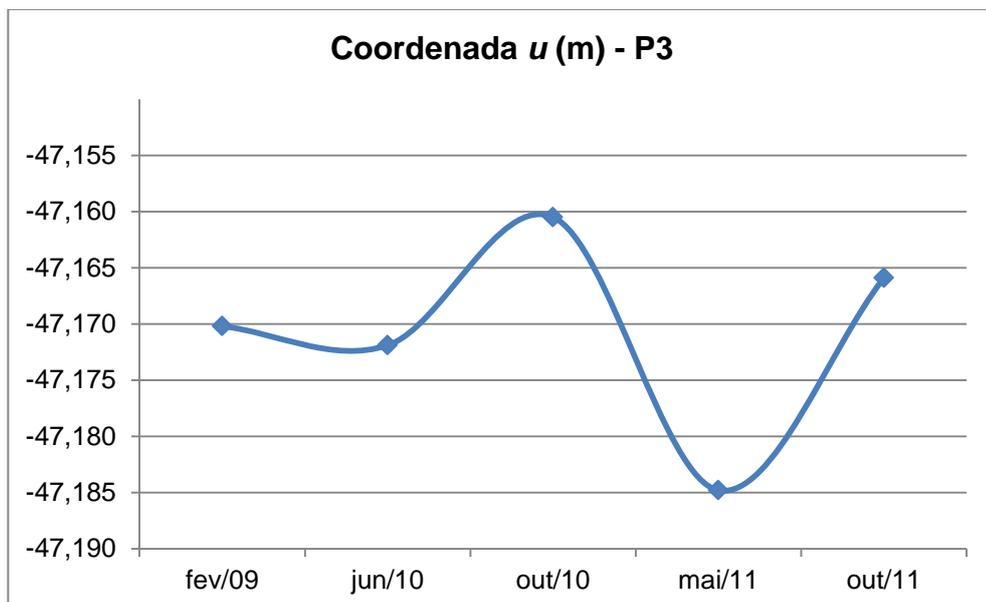
Nas Figuras 33, 34 e 35 são ilustradas as variações temporais das componentes das coordenadas do pilar P3. A componente  $e$ , por ter a menor amplitude de variação é representada com a menor escala (1 mm).

FIGURA 33 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $e$  DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

FIGURA 34 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $n$  DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

FIGURA 35 - VARIAÇÃO DA COMPONENTE  $u$  DO PILAR P3 ENTRE TODAS AS CAMPANHAS.

FONTE: O AUTOR (2012).

Após a determinação e visualização dos deslocamentos, foi aplicado o Teste de Congruência Global (TCG), onde os dados entre duas épocas são confrontados estatisticamente.

O TCG foi aplicado com 95% de grau de confiança e tomando Fevereiro/2009 como a época de referência ( $t_0$ ).

Ressalta-se que o TCG foi aplicado nas coordenadas geodésicas locais ( $e, n, u$ ) de cada pilar, logo, a análise será feita de forma separada.

As Tabelas a seguir (16, 17, 18 e 19) demonstram os resultados alcançados (com ou sem deslocamento), os valores tabelados ( $F_T$ ) e calculados ( $F_C$ ) de  $F$ . As células destacadas referem-se aos dados que estatisticamente (TCG) podem ser considerados como deslocamentos dos pilares. Por exemplo, na Tabela 16, na componente  $n$ , do pilar P6, entre as épocas Fevereiro/2009 e Junho/2010 houve deslocamento.

Na Tabela 17 é possível notar que todos os resultados (diferenças entre as coordenadas no SGL entre as épocas Fevereiro/2009 e Outubro/2010) foram estatisticamente considerados como deslocamentos.

TABELA 16 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E JUNHO/2010.

Valor de F tabelado = 2,7758			
PILAR	$F_C (e)$	$F_C (n)$	$F_C (u)$
P6	0,9736	2,9208	1,1248
C14	0,2805	0,5610	0,1870
P5	0,0287	0,0862	0,5390
P4	0,0063	0,0189	0,0094
P3	0,0070	0,0211	0,0028

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 17 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E OUTUBRO/2010.

Valor de F tabelado = 2,7758			
PILAR	$F_C (e)$	$F_C (n)$	$F_C (u)$
P6	2,8837	8,6511	3,1128
C14	5,2406	10,4813	3,4938
P5	3,0888	9,2663	5,4934
P4	2,9501	8,8504	4,4133
P3	2,9886	8,9658	2,9848

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 18 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E MAIO/2011.

Valor de F tabelado = 2,7758			
PILAR	$F_C (e)$	$F_C (n)$	$F_C (u)$
P6	0,0272	0,0816	0,0359
C14	0,4264	0,8527	0,2842
P5	0,5376	1,6128	0,8872
P4	0,1019	0,3058	0,2033
P3	0,4084	1,2253	0,7365

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 19 - VALORES DE F CALCULADOS PARA AS COORDENADAS ( $e, u, n$ ) DOS PILARES ENTRE AS CAMPANHAS DE FEVEREIRO/2009 E OUTUBRO/2011.

Valor de F tabelado = 2,7758			
PILAR	$F_C (e)$	$F_C (n)$	$F_C (u)$
P6	0,0249	0,0746	0,0560
C14	0,1756	0,3511	0,1170
P5	0,1571	0,4714	0,5048
P4	0,2534	0,7602	0,4688
P3	0,0825	0,2476	0,1004

FONTE: O AUTOR (2012).

Cabe salientar que as coordenadas testadas e demonstradas nas tabelas acima foram transformadas e atualizadas a partir da TGH de acordo com a metodologia descrita no item 2.6.3., a época Fevereiro/2009, além de ter sido usada como época de referência para a realização dos cálculos, também serviu de referência quando a TGH foi aplicada, tornando-se época de origem ( $t_0$ ).

As distâncias entre os pilares obtidas a partir dos dados GNSS foram comparadas com essas mesmas distâncias obtidas utilizando a Estação Total (ET) Leica TC2003 que tem precisão linear de  $\pm (1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm})$  e angular de  $\pm 0,5''$ .

Nas Tabelas a seguir (20, 21, 22, 23 e 24) são apresentadas as distâncias obtidas pelas duas técnicas e a diferença entre elas.

Ressalta-se que as distâncias obtidas com a TC 2003 estão em um sistema local, corrigidas dos efeitos atmosféricos e não estão horizontalizadas. Já as distâncias obtidas a partir de dados GNSS estão em um sistema geodésico local.

TABELA 20 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE FEVEREIRO/2009.

PILARES	Distâncias GNSS (m)	Distâncias ET (m)	Diferenças ET - GNSS (mm)
P1 - P6	232,812	232,806	-6,0
P1 - C14	409,408	409,395	-12,6
P1 - P5	1000,517	1000,491	-26,2
P1 - P4	671,235	671,223	-11,9
P1 - P3	583,772	583,757	-14,8
P6 - C14	337,637	-	-
P6 - P5	989,449	989,424	-24,8
P6 - P4	654,428	654,416	-11,3
P6 - P3	639,359	639,344	-15,1
C14 - P5	653,462	-	-
C14 - P4	323,977	-	-
C14 - P3	363,121	363,113	-8,1
P5 - P4	339,374	339,370	-4,6
P5 - P3	452,673	-	-
P4 - P3	206,155	206,150	-4,8

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 21 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE JUNHO/2010.

PILARES	Distâncias GNSS (m)	Distâncias ET (m)	Diferenças ET - GNSS (mm)
P1 - P6	232,813	232,808	-4,5
P1 - C14	409,403	409,395	-7,9
P1 - P5	1000,517	1000,496	-21,1
P1 - P4	671,235	671,228	-7,8
P1 - P3	583,773	583,768	-5,4
P6 - C14	337,634	-	-
P6 - P5	989,449	989,429	-20,6
P6 - P4	654,430	654,420	-9,4
P6 - P3	639,362	639,353	-9,6
C14 - P5	653,464	-	-
C14 - P4	323,978	-	-
C14 - P3	363,119	363,121	1,2
P5 - P4	339,374	339,372	-1,9
P5 - P3	452,671	-	-
P4 - P3	206,154	206,155	0,9

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 22 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2010.

PILARES	Distâncias GNSS (m)	Distâncias ET (m)	Diferenças ET - GNSS (mm)
P1 - P6	232,790	232,808	17,8
P1 - C14	409,389	409,396	6,5
P1 - P5	1000,507	1000,496	-10,5
P1 - P4	671,225	671,227	3,6
P1 - P3	583,688	583,767	79,6
P6 - C14	337,637	-	-
P6 - P5	989,448	989,429	-19,1
P6 - P4	654,429	654,420	-8,6
P6 - P3	639,289	639,353	64,8
C14 - P5	653,461	-	-
C14 - P4	323,977	-	-
C14 - P3	362,945	363,121	175,9
P5 - P4	339,370	339,370	-0,2
P5 - P3	452,556	-	-
P4 - P3	206,097	206,155	58,6

FONTE: O AUTOR (2012).

TABELA 23 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE MAIO/2011.

PILARES	Distâncias GNSS (m)	Distâncias ET (m)	Diferenças ET - GNSS (mm)
P1 - P6	232,810	232,808	-2,1
P1 - C14	409,403	409,396	-6,3
P1 - P5	1000,512	1000,498	-13,8
P1 - P4	671,235	671,228	-7,3
P1 - P3	583,774	583,772	-1,8
P6 - C14	337,636	-	-
P6 - P5	989,446	989,429	-16,9
P6 - P4	654,430	654,420	-10,1
P6 - P3	639,362	639,354	-7,9
C14 - P5	653,460	-	-
C14 - P4	323,979	-	-
C14 - P3	363,121	363,122	0,3
P5 - P4	339,368	339,371	3,0
P5 - P3	452,667	-	-
P4 - P3	206,155	206,155	0,0

FONTE: O AUTOR (2012).

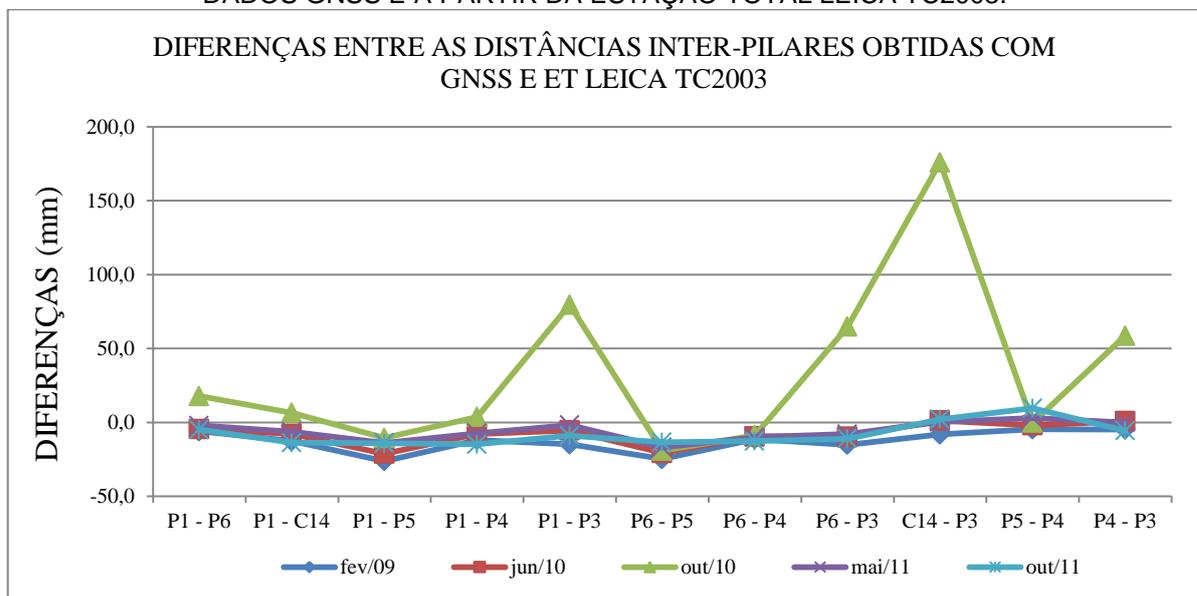
TABELA 24 - DISTÂNCIAS OBTIDAS COM GNSS E ET E AS RESPECTIVAS DIFERENÇAS ENTRE AS TÉCNICAS PARA A CAMPANHA DE OUTUBRO/2011.

PILARES	Distâncias GNSS (m)	Distâncias ET (m)	Diferenças ET - GNSS (mm)
P1 - P6	232,813	232,808	-4,9
P1 - C14	409,409	409,395	-13,7
P1 - P5	1000,509	1000,495	-14,2
P1 - P4	671,241	671,226	-14,8
P1 - P3	583,777	583,768	-9,0
P6 - C14	337,640	-	-
P6 - P5	989,440	989,427	-13,4
P6 - P4	654,431	654,418	-12,7
P6 - P3	639,363	639,352	-11,0
C14 - P5	653,451	-	-
C14 - P4	323,977	-	-
C14 - P3	363,120	363,122	2,1
P5 - P4	339,362	339,371	9,6
P5 - P3	452,660	-	-
P4 - P3	206,160	206,154	-5,6

FONTE: O AUTOR (2012).

As quatro distâncias que não foram comparadas (P6-C14, C14-P5, C14-P4 e P5-P3) não são passíveis de visada em campo. Para uma melhor visualização dos dados contidos nas tabelas anteriores, a Figura 36 ilustra essas diferenças. É possível identificar uma notória discrepância entre os resultados obtidos na campanha de Outubro/2010 e as demais.

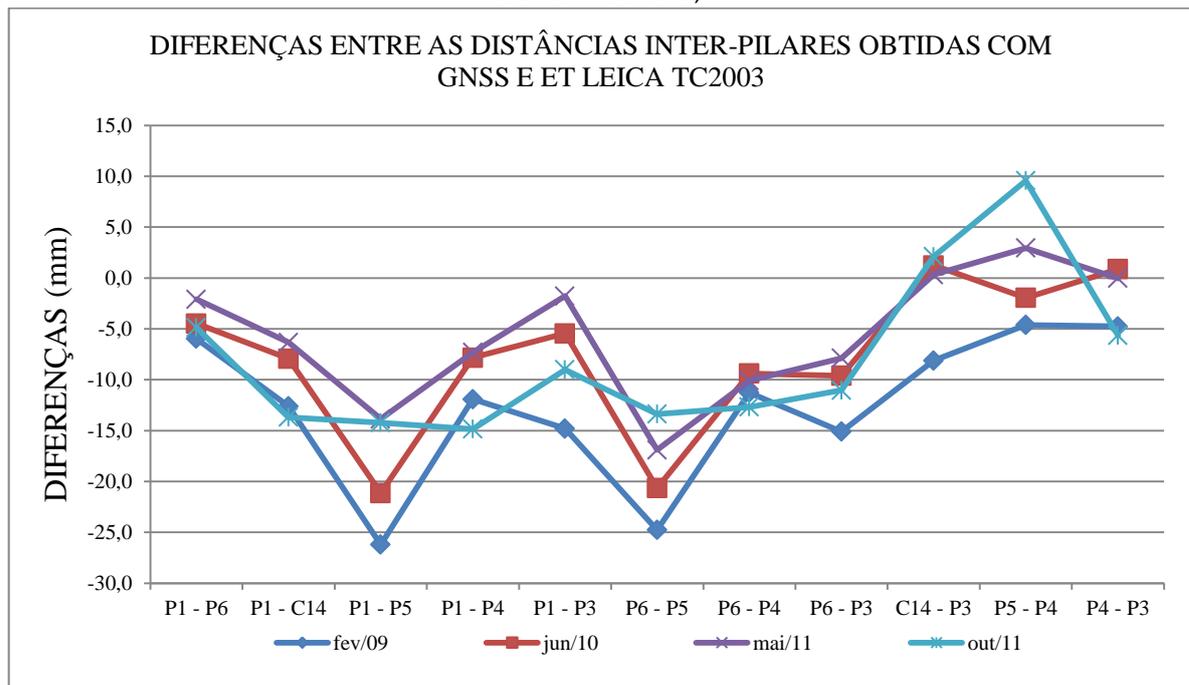
FIGURA 36 – DIFERENÇAS ENTRE AS DISTÂNCIAS INTER-PILARES OBTIDAS A PARTIR DE DADOS GNSS E A PARTIR DA ESTAÇÃO TOTAL LEICA TC2003.



FONTE: O AUTOR (2012).

Para que os dados das outras épocas sejam visualizados de forma mais clara, a Figura 37 ilustra as mesmas diferenças da figura anterior, porém, sem os dados referentes à campanha de Outubro/2010.

FIGURA 37 - DIFERENÇAS ENTRE AS DISTÂNCIAS INTER-PILARES OBTIDAS A PARTIR DE DADOS GNSS E A PARTIR DA ESTAÇÃO TOTAL LEICA TC2003 (SEM A CAMPANHA DE OUTUBRO/2010).



FONTE: O AUTOR (2012).

A campanha de Outubro/2010, que já apresentou deslocamento em todas as componentes das coordenadas em todos os pilares, também tem as maiores diferenças entre os resultados obtidos a partir de dados GNSS e esses mesmos dados, obtidos com a ET Leica TC 2003 (e.g. diferença de 175,9 mm nas distâncias entre os pilares P6 e P3 – Tabela 22), o que nos leva a concluir que os dados de tal campanha devem conter erros sistemáticos, ao passo que no teste *Data Snooping* não foram encontrados erros grosseiros.

A Tabela 25 apresenta os desvios-padrão, obtidos a partir da Lei de Propagação de Covariâncias, das distâncias euclidianas entre cada par de pilares da rede geodésica monitorada. Esses valores foram confrontados com as discrepâncias entre as distâncias obtidas a partir de dados GNSS e as obtidas com a ET TC 2003, tidas como referência. Chegou-se à conclusão que a maioria das discrepâncias (60%) está acima das precisões calculadas pela propagação.

TABELA 25 - PRECISÕES CALCULADAS PARA AS DISTÂNCIAS OBTIDAS COM OS DADOS GNSS.

PILARES	PRECISÕES CALCULADAS PARA AS DISTÂNCIAS OBTIDAS COM OS DADOS GNSS	
	Distâncias GNSS (m)	Precisões calculadas (mm)
P1 - P6	232,813	5,98
P1 - C14	409,409	6,04
P1 - P5	1000,509	7,69
P1 - P4	671,241	7,49
P1 - P3	583,777	7,54
P6 - C14	337,640	4,48 (sem dados da ET)
P6 - P5	989,440	6,50
P6 - P4	654,431	6,29
P6 - P3	639,363	6,26
C14 - P5	653,451	6,28 (sem dados da ET)
C14 - P4	323,977	6,23 (sem dados da ET)
C14 - P3	363,120	6,13
P5 - P4	339,362	6,99
P5 - P3	452,660	6,98 (sem dados da ET)
P4 - P3	206,160	6,97

FONTE: O AUTOR (2012).

Nas Tabelas anteriores (20, 21, 22, 23 e 24), conforme já explicado, são utilizadas as distâncias inclinadas corrigidas do efeito da atmosfera (no caso da ET Leica TC 2003) no sistema local. Já as distâncias obtidas a partir dos dados GNSS estão referenciadas ao SGL, com origem no pilar P1.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

As velocidades dos pilares foram calculadas com o aplicativo VEMOS2009, obtendo-se variação máxima de 1,13 cm/ano ( $V_z$ ). Esse valor ressalta a importância de se atualizar as coordenadas para uma dada época de referência, evitando que o movimento da placa litosférica seja interpretado como deslocamento de um ponto entre diferentes épocas.

Os resultados do Teste *Data Snooping* podem ter sido superestimados, já que a campanha de Outubro/2010 apresenta problemas em relação aos deslocamentos testados (todos foram reprovados, ou seja, foram detectados deslocamentos em todas as componentes das coordenadas e em todos os pilares), afetando assim o TCG. Esses resultados podem ser visualizados na Tabela 17. Outra hipótese pode estar relacionada à presença de erros sistemáticos nos dados de tal campanha, já que os deslocamentos dos pilares tiveram praticamente o mesmo módulo (aproximadamente 24,0 mm – Tabela 13) e os sentidos também são praticamente iguais.

Durante as campanhas realizadas na UHE Salto Caxias, a rede geodésica foi determinada por triangulação utilizando-se a Estação Total Leica TC 2003 ( $\pm 1$  mm + 1 ppm de precisão linear e 0,5" de precisão angular). Por ser considerada de alta precisão, decidiu-se comparar a distância espacial (inclinada) entre cada par de pilares obtida através de dados GNSS com as distâncias obtidas com o citado equipamento. Os resultados presentes nas Tabelas 20, 21, 22, 23 e 24 demonstraram que as técnicas têm discrepâncias que variam de 0,0 mm (P4-P3, Maio/2011) a 26,2 mm (P1-P5, Fevereiro/2009), salvo raras exceções em que esse valor foi extrapolado (Outubro/2010).

### 5.2 RECOMENDAÇÕES

No que concerne ao processamento dos dados GNSS, sugere-se utilizar um aplicativo científico (e.g. Bernese, GIPSY-OASIS, GAMIT, etc.) para avaliar a

qualidade dos dados GNSS coletados, além de utilizá-lo na validação dos resultados obtidos a partir do aplicativo comercial Leica Geo Office v.7.0.

Aplicar diferentes técnicas de ajustamento de observações, utilizando ajustamento livre, ajustamento sequencial e a utilização de diferentes injunções na rede.

Estudar novas técnicas estatísticas capazes de validar os deslocamentos ocorridos entre as épocas e confrontá-las com o Teste de Congruência Global.

Estudar formas de integrar observações oriundas de diferentes fontes, por exemplo: dados de sistemas de posicionamento global (GNSS), local (LPS) e gravimetria. Esta integração pode auxiliar no entendimento dos fenômenos que venham a ocorrer na barragem e no entorno da mesma.

Para uma melhor compreensão dos dados coletados via GNSS, sugere-se a avaliação do efeito multicaminho e sinal ruído nos dados. Tal análise torna-se importante devido aos obstáculos próximos aos pilares (estrutura da barragem, vegetação, relevo acidentado e espelhos d'água), além das redes de alta tensão. As Figuras dos Anexos (A, B, C, D e E) representam as máscaras de elevação de cada pilar, ilustrando ainda a posição dos citados obstáculos em relação aos pilares monitorados. Ainda em relação ao multicaminho, é fundamental avaliar o efeito dos citados obstáculos a partir de levantamentos com antena *choke-ring*.

Por fim, sugere-se que o trabalho seja continuado com foco no desenvolvimento de um aplicativo computacional, de interface amigável e fácil utilização por parte do usuário, possibilitando a rápida interpretação dos deslocamentos por parte do analista.

## REFERÊNCIAS

ALTAMIMI, Z.; SILLARD, P.; BOUCHER, C. **ITRF2000: A new release of the International Terrestrial Reference Frame for earth science applications**, J. Geophys. Res.,107(B10), 2214, doi:10.1029/2001JB000561. 2002.

BOND, D.J. **Bringing GPS into harsh environments for deformation monitoring**. Ph.D.dissertation, Department of Geodesy and Geomatics Engineering Technical Report No. 253, University of New Brunswick, Fredericton, New Brunswick, Canada, 268 pp, 2007.

BRASIL. Decreto-Lei n. 12.334 de 20 de setembro de 2010. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**, Brasília, DF, n. 181, p.1, 21 set., 2010. Seção 1.

BRASIL. **Manual de segurança e inspeção de barragens**. Brasília: Ministério da Integração Nacional, Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica, 2002.

CARVALHO, A.S. **Avaliação do desempenho de técnicas de ajustamento para análise de deslocamentos em redes GPS**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2009.

CHEN, Y.Q. **Analysis of Deformation Surveys – A Generalized Method**. Lecture Notes, Department of Geodesy and Geomatics Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, NB, Canada, 1983.

CBDB. **Histórico**. Disponível em: <<http://www.cbdb.org.br/site/historico.asp>>. Acesso em: 24 mar. 2011..

CBDB (NÚCLEO DE SÃO PAULO). **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: [s.n], 2001. 78p. Manual.

COPEL – Companhia Paranaense de Energia. **Geração** .2008. Disponível em:<<http://www.copel.com/hpcopel/root/nivel2.jsp?endereco=%2Fhpcopel%2Froot%2Fpagcopel2.nsf%2F044b34faa7cc1143032570bd0059aa29%2F9bdc37f6b8c44b810325741200587db7>>. Acesso em: 7 abr. 2011.

COPEL – Companhia Paranaense de Energia, **Balanco Energético do Paraná 2009 – Sumário Executivo Ano Base 2008**, Curitiba, 2009.

DA SILVA, H.A., MONICO, J.F.G. **Ajustamento de redes GPS em conformidade com as exigências da Lei 10.267/2001**, Bol. Ciênc. Geod., sec. Artigos, Curitiba, v.15, n°4, p.514-526, out-dez, 2009.

DE CASTRO, A.T., HENRIQUES, M.J., **Monitoring planimetric displacements in concrete dams**. In: 13th Symposium on Deformation Measurement and Analysis and 4th Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, Lisboa, March 12 to March 15, 2008.

DeMETS, C.; GORDON, R.G; ARGUS, D.F; STEIN, S. **Effect of recent revisions to the geomagnetic reversal time scale on estimates of current plate motions**, Geophys. Res. Lett.,21, 2191-2194, 1994.

DREWES H., HEIDBACH O. **The 2009 horizontal velocity model for South America and the Caribbean**. Submitted to C. Pacino et al. (Eds.). IAG Scientific Assembly "Geodesy for Planet Earth". Buenos Aires, August 31 to September 4, 2009. IAG Symposia.

DUFFY, M.A, *et.al.* **An automated and integrated monitoring program for Diamond Valley Lake in California**. In: 10<sup>th</sup> FIG Intl. Symp. On Deformation Measurements, Orange, March 19 to March 22, 2001.

ESRI ONLINE. **ARC GIS EXPLORER**. Disponível em <<http://www.arcgis.com/explorer/>>. Acessado em 15 de Março de 2012.

FAZAN, J.A. **Aplicação do teste de congruência global e análise geométrica para detecção de deslocamentos em redes geodésicas: Estudo de caso na UHE de Itaipu**, Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações: aplicações geodésicas**. Curitiba: Editora da UFPR, 2004.

GRANEMANN, D.C. **Estabelecimento de uma rede geodésica para o monitoramento de estruturas: estudo de caso na Usina Hidrelétrica Salto Caxias**, Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2005.

IBGE. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Recomendações para levantamentos relativos estáticos - GPS**. Rio de Janeiro, 2008.

INTERLIGADO ONLINE. **Rompimento de barragem: muriaense receberá indenização.** Disponível em <<http://migre.me/7KtBE>>. Acesso em: 17 de Janeiro de 2012.

Instituto Paranaense de Desenvolvimento Econômico e Social (IPARDES). Disponível em <[http://www.ipardes.gov.br/pdf/indices/tab\\_pib\\_01.pdf](http://www.ipardes.gov.br/pdf/indices/tab_pib_01.pdf)>. Acesso em: 30 de Outubro de 2011.

INTERNATIONAL TERRESTRIAL REFERENCE FRAME. Disponível em <<http://itrf.ensg.ign.fr/GIS/>>. Acesso em: 14 de Janeiro de 2012.

JEKELI, C. **Geometric Reference Systems in Geodesy.** Ohio State University, 202p. 2006. Lecture Note.

JORNAL DA PARAÍBA. **Vítimas do rompimento da Barragem Algodões I recebem 2ª parcela de pensão.** Disponível em <<http://migre.me/7Ks80>>. Acesso em: 17 de Janeiro de 2012.

JUNIOR, B.M., SOARES, M.A., **A Auscultação dos Instrumentos da Barragem de Salto Caxias.** . In: Simpósio sobre instrumentação de barragens, 3., 2006, São Paulo. Anais. p. 35 - 46.

KAHMEN, H., FAIG, W. S. **Surveying.** Berlim; New York: Walter de Gruyter, 1994.

KUANG S. **Geodetic Network Analysis and Optimal Design: Concepts and Applications.** Ann Arbor Press, Inc.: Chelsea, Michigan, 1996.

KUANG S. **Optimization and design of deformation monitoring schemes,** Ph.D. dissertation - Department of Geodesy and Geomatics Engineering Technical Report No. 157, University of New Brunswick, Fredericton, 1991.

LEICK, A. **GPS Satellite Surveying.** 3. ed. Hoboken; New Jersey: John Wiley e Sons, 2004.

MONICO, J.F.G. **Posicionamento pelo GNSS:** descrição, fundamentos e aplicações. São Paulo: Editora Unesp, 476 p., 2008.

OLIVEIRA, L.C. **Realizações do sistema geodésico brasileiro associadas ao SAD69 – uma proposta metodológica de transformação** – Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

PINTO, J.L.T., **Compêndio de Resistência dos Materiais**. São José dos Campos: Univap, 2002. 254 p.

RIBEIRO, F.C.D. **Proposta de metodologia para verificação da estabilidade dos pilares de redes para monitoramento geodésico de barragens – estudo de caso**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

RODRIGUES, D.D. **Rede geodésica de precisão no Estado de Minas Gerais: avaliação de diferentes estratégias de processamento e ajustamento**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SEEBER, G. **Satellite geodesy: foundations, methods and applications**. Berlin; New York: de Gruyter, 1993. 356p.,

SHEN, C. **A Method for Processing Data from a Regional Continuous Crustal Deformation GPS Monitoring Network**. M.Sc.E thesis – Department of Geodesy and Geomatics Engineering Technical Report No. 221, University of New Brunswick, Fredericton, 2004.

SOARES, J.M.D., **Recalque de Fundações Superficiais – Capítulo 4**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria. Material de Aula – Fundações A.

TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N., **Theory of Elasticity**. 2 ed. New York: McGraw-Hill, 1980.

TORGE, W. **Geodesy**. 3. ed.. Berlin, New York: de Gruyter, 2001.

US ARMY, **Geodetic and Control Surveying**. Washington: Engineer Manual, 2002a. 102p.

US ARMY, **Structural Deformation Surveying**. Washington: Engineer Manual, 2002b. 292p.

US ARMY, **Gravity Dam Design**. Washington: Engineer Manual, 1995a. 88p.

US ARMY, **Instrumentation of Embankment Dams and Levees**. Washington: Engineer Manual, 1995b,

USINA Hidrelétrica Salto Caxias. **Planta geral; instrumentação existente; arranjo geral, planta e perfil. 2003**. 1 CD ROM. 1:2000.

WOLF, P. R.; GHILANI, C. D. **Adjustment Computations: statistics and least squares in surveying and GIS**. New York: John Wiley & Sons, 1997.

XAVIER, J. H. **Análise de estabilidade de uma rede local GPS situada no litoral do Paraná**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2000.

ZANETTI, M. A. Z. **Implicações atuais no relacionamento entre sistemas terrestres de referência de origem local e geocêntrica**. Tese (Doutorado) – Curso de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2006.

**ANEXOS**

ANEXO A - MÁSCARA DE ELEVAÇÃO DO PILAR P1. AS ELEVAÇÕES ABAIXO DE 10° SÃO REPRESENTADAS PELAS LINHAS AZUIS, AS LINHAS VERMELHAS REPRESENTAM AS ELEVAÇÕES ACIMA DE 10°.



FONTE: O AUTOR (2012).

ANEXO B - MÁSCARA DE ELEVAÇÃO DO PILAR P6. AS ELEVAÇÕES ABAIXO DE 10° SÃO REPRESENTADAS PELAS LINHAS AZUIS, AS LINHAS VERMELHAS REPRESENTAM AS ELEVAÇÕES ACIMA DE 10°.



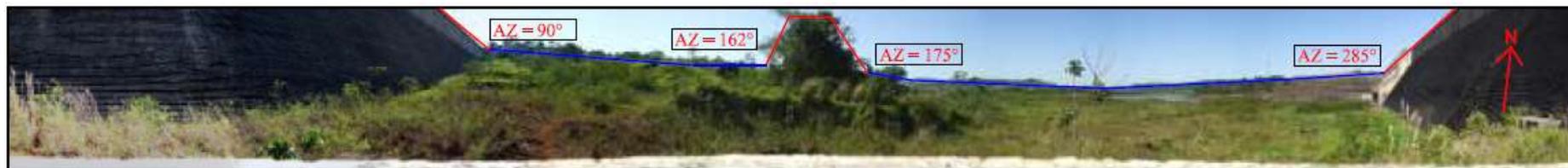
FONTE: O AUTOR (2012).

ANEXO C - MÁSCARA DE ELEVAÇÃO DO PILAR P5. AS ELEVAÇÕES ABAIXO DE 10° SÃO REPRESENTADAS PELAS LINHAS AZUIS, AS LINHAS VERMELHAS REPRESENTAM AS ELEVAÇÕES ACIMA DE 10°.



FONTE: O AUTOR (2012).

ANEXO D - MÁSCARA DE ELEVAÇÃO DO PILAR P4. AS ELEVAÇÕES ABAIXO DE 10° SÃO REPRESENTADAS PELAS LINHAS AZUIS, AS LINHAS VERMELHAS REPRESENTAM AS ELEVAÇÕES ACIMA DE 10°.



FONTE: O AUTOR (2012).

ANEXO E - MÁSCARA DE ELEVAÇÃO DO PILAR P3. AS ELEVAÇÕES ABAIXO DE 10° SÃO REPRESENTADAS PELAS LINHAS AZUIS, AS LINHAS VERMELHAS REPRESENTAM AS ELEVAÇÕES ACIMA DE 10°.



FONTE: O AUTOR (2012).