

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS E
TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO

ANGELA MARIA BARBOSA DE SOUZA

**ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS
TRIDIMENSIONAIS DEFINIDAS POR MÉTODOS
PLANIALTIMÉTRICOS DE MEDIÇÃO**

Orientadora: Prof^a. Dr. techn. Andréa de Seixas

Recife, 2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS E
TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO

Angela Maria Barbosa de Souza

ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS
TRIDIMENSIONAIS DEFINIDAS POR MÉTODOS
PLANIALTIMÉTRICOS DE MEDIÇÃO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, do Departamento de Engenharia Cartográfica, Centro de Tecnologia e Geociências, da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, área de concentração Geodésia Aplicada.

Orientadora: Prof^a. Dr. techn. Andréa de Seixas

Recife, 2012

Catálogo na fonte
Bibliotecária Raquel Cortizo, CRB-4 664

S725a Souza, Angela Maria Barbosa de
Análise e comparação de estruturas geodésicas tridimensionais definidas por métodos planialtimétricos de medição / Ângela Maria Barbosa de Souza. - Recife: O Autor, 2012.
xvi, 163 folhas, il., gráfs., tabs., figs.

Orientadora: Profa. Dr: Andréa de Seixas
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, 2012.
Inclui Referências Bibliográficas e Anexos

1. Geociências 2.Estruturas Geodésicas tridimensionais
3.Levantamentos Geodésicos 4.Métodos terrestres de Medição.
5. Nível Digital. 6. GNSS e estação Total. I. Seixas, Andréa (orientadora). II. Título.

526.1 CDD (22. ed.)

UFPE
BCTG/2012-281

**ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS
TRIDIMENSIONAIS DEFINIDAS POR MÉTODOS PLANIALTIMÉTRICOS
DE MEDIÇÃO**

POR

ÂNGELA MARIA BARBOSA DE SOUZA

Dissertação defendida e aprovada em 31/08/2012.

Banca Examinadora:

Prof. Dra. ANDRÉA DE SEIXAS

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. FRANCISCO JAIME BEZERRA MENDONÇA

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dra. VERÔNICA MARIA COSTA ROMÃO

Departamento de Engenharia Cartográfica – Universidade Federal de Pernambuco

DEDICATÓRIA

*Aos meus Pais (in memoriam),
a meus irmãos e sobrinhos.*

AGRADECIMENTOS

A Deus pela vida e por todas as oportunidades oferecidas. A todos os professores da Pós-Graduação pelos ensinamentos repassados. Aos colegas e amigos das turmas do Mestrado e da graduação em Engenharia Cartográfica pela consideração e respeito, destacando a ajuda de Samuel Pinho, Ana Itamara Paz de Araujo, Vanessa Maranhão, Weyller Diogo de Albuquerque Melo, Evelyn Siqueira, Cláudio David Vila Flor, José Roberto de Seixas e Alexandre Nascimento .

Aos funcionários e prestadores de serviços do Departamento de Engenharia Cartográfica e da Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação pela atenção e dedicação, em especial a Judite.

Esta dissertação não teria sido concluída sem o apoio incondicional da Prof^a. Dr. Techn Andréa de Seixas pela orientação, dedicação, gesto de solidariedade e amizade.

Um agradecimento especial à amiga Luciene Gama pela dedicação, sugestões e contribuição prestada. Bem como a João Naves pelo apoio e dedicação.

Agradeço à Prof^a Verônica Romão pelas sugestões , dedicação e amizade.

À Agência Estadual de Planejamento e Pesquisas CONDEPE-FIDEM que proporcionou e permitiu que eu pudesse pesquisar e estudar, destacando os amigos: Orlando Valois, Paulo Carvalho, Cláudia Paes Barreto, Wainer Araújo, Fátima Rocha , Graça Paiva e a todos que me apoiaram .

Aos laboratórios LAGEO e LATOP do Departamento de Cartografia pela cessão dos instrumentos e *softwares* utilizados nesta Dissertação.

Ao Professor Francisco Jaime Bezerra Mendonça pelas sugestões, colaboração e incentivo.

Aos meus familiares e a todos que direta e indiretamente contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação.

SUMÁRIO

RESUMO E PALAVRAS-CHAVE	i
<i>ABSTRACT AND KEYWORDS</i>	iii
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE QUADROS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Objetivo Geral	2
1.1.2 Objetivos Específicos	2
1.2 Estruturação do Trabalho	2
2. ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS	4
2.1 Definição e Implantação de Estruturas Geodésicas Tridimensionais	4
2.2 Campo de Pontos de Referência	8
2.2.1 Alcance Global	8
2.2.2 Alcance Regional	9
2.2.3 Alcance Local	13
2.3 Campo de Pontos-Objeto	17
2.4 Sistemas de Coordenadas Geodésicas: Geocêntricos e Topocêntricos	18
2.4.1 Sistema Geocêntrico de Coordenadas Geodésicas Elipsoidais e Cartesianas	18
2.4.2 Sistema Topocêntrico de Coordenadas Geodésicas Polares e Cartesianas	20
3. MÉTODOS DE MEDIÇÃO PLANIALTIMÉTRICA	22
3.1 Métodos de Posicionamento Relativo com GNSS	22
3.2 Métodos Terrestres de Medição com Estação Total	24
3.2.1 Método da Interseção a Vante 2D	24
3.2.1.1 Interseção a Vante por meio dos Ângulos Horizontais	25
3.2.1.2 Interseção a Vante por meio dos Ângulos Azimutais	27
3.2.1.3 Ajustamento e Controle de Qualidade do Método da Interseção a Vante 2D	28
3.2.1.3.1 Introdução	28
3.2.1.3.2 Sequência de Cálculos para o Ajustamento Paramétrico	32

3.2.1.3.3 Acurácia da Interseção	35
3.2.2 Método da Interseção a Ré 2D	36
3.2.2.1 Interseção por meio de Medição de direções	36
3.2.2.2 Interseção por meio de Medição de Distâncias	40
3.2.2.3 Interseção por meio de Medições Combinadas de Direção e Distância	41
3.2.2.4 Controle de Qualidade do Método da Interseção a Ré 2D	43
3.3 Métodos de Nivelamento	43
3.3.1 Nivelamento Trigonométrico	43
3.3.1.1 Distâncias Curtas	44
3.3.1.2 Distâncias Longas	46
3.3.1.3 Controle de Qualidade do Nivelamento Trigonométrico	49
3.3.2 Nivelamento Geométrico	50
3.3.2.1 Verificação de Níveis de Luneta	52
3.3.2.2 Controle de Qualidade do Nivelamento Geométrico	60
3.3.2.2.1 Método Empírico ou Proporcional à Distância	60
3.3.2.2.2 Método dos Mínimos Quadrados: Correlatos	61
4. EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS	65
4.1 Métodos e Materiais	65
4.1.1 Metodologia	66
4.1.2 Materiais	66
4.1.3 Área Teste – Sítio Histórico de Olinda	68
4.2 Implantação do Campo de Pontos de Referência	73
4.2.1 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com GNSS	79
4.2.1.1 Medições	79
4.2.1.2 Processamento	80
4.2.1.3 Análises	85
4.2.1.4 Análise e comparação dos resultados com as estruturas geodésicas pré-existentes	86
4.2.2 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com Nível Digital.	87
4.2.2.1 Medições	89
4.2.2.2 Processamento	97
4.2.2.2.1 Método Empírico ou Proporcional à Distância	98

4.2.2.2 Método dos Mínimos Quadrados: Correlatos	101
4.2.2.3 Análises e Comparação dos Resultados entre o Método Empírico e o MMQ - Correlatos	119
4.2.3 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com Estação Total	120
4.2.3.1 Medições	120
4.2.3.2 Processamento	140
a) Interseção a Vante 2D	140
b) Interseção a Ré 2D	142
c) Nivelamento Trigonométrico	143
4.2.3.3 Análises	147
a) Análise das Coordenadas Planimétricas obtidas por Interseção a Vante 2D	147
b) Análise das Coordenadas Planimétricas obtidas por Interseção a Ré 2D	147
c) Análise das Altitudes dos Alvos Altos obtidas pelo Nivelamento Trigonométrico	147
4.2.4 Análise entre os dois Métodos – GNSS e Estação Total	150
4.2.5 Análise entre as altitudes das RRNN medidas com Nível Digital e Estação Total	152
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	153
5.1 Conclusões	154
5.2 Recomendações	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	158
ANEXOS	
APÊNDICES	

RESUMO

SOUZA, Angela Maria Barbosa. **Análise e Comparação de Estruturas Geodésicas Tridimensionais Definidas por Métodos Planialtimétricos de Medição**. Recife, 2012. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

As estruturas geodésicas tridimensionais são fundamentais para os projetos de Engenharia, tais como: locação e levantamentos de estruturas de edificações prediais, levantamentos cadastrais, traçados de rodovias e ferrovias, posicionamento e controle de máquinas, assim como, monitoramento de estruturas geodésicas. Estas estruturas permitem o georreferenciamento e reconstrução 3D de superfícies e de objetos. Uma dificuldade freqüente na reconstrução tridimensional e nos levantamentos topográficos/geodésicos é a ausência de pontos de referência planialtimétricos nas proximidades dos imóveis urbanos e rurais brasileiros. Uma solução para essa dificuldade é a utilização da tecnologia de Posicionamento Geodésico por Satélite (GNSS – Global Navigation Satellite System) integrado a medições terrestres planialtimétricas para definição de um conjunto de campo de pontos de referência, o qual definirá geometricamente os elementos levantados sobre a superfície do terreno e do objeto, estes podendo ser objetos naturais ou artificiais. A determinação de pontos altos inacessíveis nas estruturas arquitetônicas, como por exemplo, alvos contidos nas estruturas de edificação situados em torres de igrejas, é importante, pois apesar de serem inacessíveis, são visíveis de outras localidades e mais difíceis de serem obstruídos por ações antrópicas. Com isso, mostra-se ser de relevância um estudo envolvendo os métodos terrestres de medição, tais como: interseção à vante e à ré; nivelamento geométrico, nivelamento trigonométrico com visadas curtas; e métodos de posicionamento espacial GNSS, para a definição de campo de pontos de referência e campo de pontos-objeto localizados em terrenos acidentados. As estruturas geodésicas foram implantadas no Sítio Histórico de Olinda empregando-se receptores GNSS, Estações Totais e Nível Digital. O Sítio Histórico de Olinda foi tombado pela UNESCO como Patrimônio Histórico e Cultural da Humanidade. A área em estudo localiza-se no Centro de maior movimentação do Sítio com a presença de elementos de relevo

bastante dinâmico. Essa área vem sendo estudada desde 2007 envolvendo pesquisas de Iniciação Científica e de Mestrado. Este trabalho tem como objetivo a apresentação dos experimentos realizados para a implantação e definição de estruturas geodésicas em ambientes diversificados pelo relevo acidentado, caracterizada pela construção de casarios antigos e monumentos históricos.

Palavras-chave: Estruturas Geodésicas Tridimensionais, Levantamentos Geodésicos, Métodos Terrestres de Medição, Nível Digital, GNSS e Estação Total.

ABSTRACT

The three-dimensional geodesic structures are fundamental to engineering projects, such as location and surveys of building structures, cadastral surveying, roads and railway lines, positioning and machine control, also as monitoring of geodesic structures. These structures allow the georeferencing and 3D reconstruction of surfaces and objects. A frequent difficulty in three-dimensional reconstruction and in the topographical/geodesic surveying is the absence of planialtimetric reference points in the neighbourhood of urban and rural properties in Brazil. One solution to this difficulty is the use of Geodetic Positioning Satellite System (GNSS - Global Navigation Satellite System) technology, integrated to the planialtimetric measurements to determine a set of field reference points, which will define geometrically the elements surveyed on the ground or an object, these can be natural or artificial ones. The determination of the inaccessible high points in the architectural structures, such as targets located in the structures of the churches tower, is very important, although they are inaccessible, they can be visible from others places and they are more difficult to be destroyed by human actions. Thus, it is shown to be a relevant study involving terrestrial methods of measurements, such as: forward and backward intersections, geometric leveling, trigonometric leveling with short distance targeted, and spatial positioning GNSS methods, for the definition of field reference points and field-object points located in rough terrain. The geodesic structures were implemented in the Historic Site of Olinda employing GNSS receivers, total stations and digital level. The historical site of Olinda was listed by UNESCO as Historical and Cultural Heritage of Humanity. The study area is located in the Center of the busiest site with a quite roughly relief. This area has been studied since 2007 involving Research, Scientific Initiation and Pos-graduation Course. This paper aims to present the realized experiments for the implementation and definition of geodesic structures in environments with very rugged relief, including large old houses and historic monuments.

Keywords: Three-dimensional Geodesic Structures, Geodesic Surveying, Terrestrial Methods of Measurement, Digital Level, GNSS and Total Station.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Sistema de Coordenadas local. Fonte: BAUER (2003)	5
Figura 2.2 - Campo de pontos fixo para o levantamento de detalhes. Fonte: BAUER (2003)	6
Figura 2.3 - Levantamento de detalhes: amarração ao campo de pontos fixo. Fonte: BAUER (2003)	6
Figura 2.4 - Localização das Estações RBMC. Fonte: Visualização Google Earth (IBGE). Acesso: 23.07.2012	11
Figura 2.5 - Localização das Estações das Redes Estaduais GPS. Fonte: Cartograma (IBGE). Acesso: 23.07.2012	12
Figura 2.6 - Campo de visão da Estação Total e a medição do alvo esférico com cruz filar projetada na Posição Direta da luneta	15
Figura 2.7 - Campo de visão da Estação Total e a medição do alvo esférico com cruz filar projetada na Posição Inversa da luneta	16
Figura 2.8 – Alvos pontiagudos localizados na Igreja Nossa Senhora do Carmo	16
Figura 2.9 – Alvos pontiagudos localizados na Igreja Nossa Senhora da Misericórdia	16
Figura 2.10 - Sistemas Geodésicos.Fonte: SEEBER (2003)	18
Figura 2.11 - Sistema Geodésico Local (SGL). Fonte: MONICO(2008)	20
Figura 3.1 - Geometria da dupla diferença. Fonte: Adaptada de GHILANI e WOLF (2012)	22
Figura 3.2 - Interseção a vante. Caso geral (a) e Casos particulares (b) quando são medidos os ângulos α e β e quando são medidos os ângulos ψ e φ . Fonte: KAHMEN (1997)	25
Figura 3.3 - Interseção a Vante por meio dos ângulos horizontais α e β . Fonte: GRUBER e JOECKEL (2011)	26
Figura 3.4 - Interseção a vante por meio dos ângulos direcionais. Fonte: GRUBER e JOECKEL (2011)	28
Figura 3.5 – Interseção a vante por meio dos ângulos horizontais α e β . Fonte: KAHMEN e FAIG (1988)	35
Figura 3.6 – Interseção a ré. (a) Caso geral. (b) Com dois ângulos α e β . Fonte: KAHMEN (1997)	37
Figura 3.7 – Interseção por meio de medição de distâncias. (a) Caso geral. (b) Com dois vértices conhecidos P_1 e P_2 . Fonte: KAHMEN (1997)	41
Figura 3.8 – Método da Estação Livre. Fonte: ERBA et al. (2005)	42

Figura 3.9 – Transformação de coordenadas – 2D. (a) Caso geral. (b) Origem do Sistema de Medição coincide com a origem do Sistema Local. Fonte: KAHMEN (1997)	43
Figura 3.10 - Nivelamento Trigonométrico. Fonte: KAHMEN (2005)	44
Figura 3.11 - Nivelamento Trigonométrico de pontos inacessíveis. Fonte: KAHMEN (2005)	45
Figura 3.12 – Princípio de determinação da altura – nivelamento trigonométrico. Fonte: SCHUTZE (1989)	45
Figura 3.13 - Nivelamento Trigonométrico de pontos inacessíveis. Fonte: RESNIK; BILL (2003)	46
Figura 3.14 – Influência da curvatura terrestre e refração atmosférica. Fonte: KAHMEN e FAIG (1988)	47
Figura 3.15 – Refração nas alturas trigonométricas. Fonte: KAHMEN e FAIG (1988)	48
Figura 3.16 - Nível Digital Leica DNA - 03. Fonte: LEICA (2002)	50
FIGURA 3.17 – Circuito de nivelamento entre os ponto A e B. Fonte: KAHMEN (1997)	51
Figura 3.18 – Compensador de Nível. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	53
Figura 3.19 - Ajuste do nível de luneta pelo método do nivelamento médio com a menor distância focal. Fonte: Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	53
Figura 3.20 – Nivelamento Médio. Fonte: ESPARTEL (1980)	54
Figura 3.21 - Condição Universal. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	55
Figura 3.22 - Fluxograma dos Métodos de Verificação de Níveis. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	55
Figura 3.23 - Ajuste do nível segundo Năbauer. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	57
Figura 3.24 - Ajuste do nível segundo Főrstner. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002)	58
Figura 3.25 - Ajuste do nível segundo Kukkamăki. Fonte: KAHMEN (1997)	59
Figura 4.1 – Fluxograma da Metodologia Aplicada	66
Figura 4.2 - Esboço da vista aérea da representação do campo de pontos de referência. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	68
Figura 4.3 – Área delimitada do Sítio Histórico de Olinda. Fonte: CACI/FIDEM (2009), Sistema WGS84, Fuso 25.	71

Figura 4.4 - Sítio Histórico de Olinda- Área Teste.Fonte: CACI/FIDEM (2009), Sistema WGS84, Fuso 25	72
Figura 4.5 – Esboço da vista aérea dos Pontos de Referência determinados por GNSS. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	73
Figura 4.6 – Fachada principal da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia. Foto: Outubro 2011	74
Figura 4.7 – Alvos altos IGRM_1, IGRM_2 e IGRM_3 da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia. Foto: Outubro 2011	75
Figura 4.8 – Alvos altos SÉT1_3, SÉT1_4 e SÉT1_8 da Igreja da Sé. Foto: Outubro 2011	75
Figura 4.9 – Alvos altos SÉT2_6, SÉT2_7 e SÉT2_10 da Igreja da Sé. Foto: Outubro 2011	76
Figura 4.10 – Representação dos Alvos Altos das Igrejas da Sé, Nossa Senhora da Misericórdia e Nossa Senhora do Carmo. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	76
Figura 4.11 – Alvos altos INSC_P_ESQ, INSC_P_DIR da Igreja de Nossa Senhora do Carmo. Foto: Outubro 2011	78
Figura 4.12 – Pino das RRNN	78
Figura 4.13 – Esboço em vista aérea da configuração do campo de pontos de referência altimétrica. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	78
Figura 4.14 - Esboço em vista aérea da localização dos Vértices de Referência medidos com GNSS.Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	79
Figura 4.15 - Ocupação GNSS dos pontos de referência: BVM, MR, IGRM e CASA 43. Fotos: Novembro 2010	80
Figura 4.16 – Representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, MR, IGRM e CASA 43 a partir das estações de referência RECF e UFPE. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	81
Figura 4.17 – Localização da estação V-12. Foto: Janeiro 2011	82
Figura 4.18 - Localização do vértice INSC. Foto: Janeiro 2011	82
Figura 4.19 – Representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, CASA 43 e INSC a partir das estações de referência RECF e UFPE. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	83
Figura 4.20 – Representação geométrica do vetor linha de base dos vértices RECF e V-12. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	84

Figura 4.21 - Representação geométrica dos vetores linhas de base do processamento dos vértices CASA 43 e INSC a partir da estação de referência V-12. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	84
Figura 4.22 - Gráfico das discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM determinadas por GAMA (2008) e a Tabela 4.2	87
Figura 4.23 – Referência de Nível 394D. Foto: Julho 2011	88
Figura 4.24 - Esboço em vista aérea das RRNN do Nivelamento Geométrico. Fonte: <i>Google Earth 2009</i>	88
Figura 4.25 – Referência de Nível RNSP. Foto: Julho 2011	89
Figura 4.26 – Mira de Ré sobre a RN394D e primeira estação de nivelamento. Foto: Julho 2011	90
Figura 4.27 – Mira de Vante sobre um ponto auxiliar materializado por uma sapata e primeira estação de nivelamento. Foto: Julho 2011	90
Figura 4.28 – Mira de Ré sobre o ponto auxiliar e segunda estação de nivelamento. Foto: Julho 2011	91
Figura 4.29 – Mira de Vante sobre a RNSP e fechamento do nivelamento geométrico. Foto: Julho 2011	91
Figura 4.30 - Esboço dos Circuitos do Nivelamento Geométrico	92
Figura 4.31 – Esboço em vista aérea da localização das RRNN. Fonte: <i>Google Earth 2009</i>	93
Figura 4.32 – RNSP. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.33 – RNSC. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.34 - RNSC. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.35 - RNLSÉ. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.36 - RNLM. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.37 - RN7E. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.38 – RNPM. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.39 - RNSP. Foto: Julho 2011	94
Figura 4.40 - HASTE. Foto: Julho 2011	93
Figura 4.41 – Lance de Ré da última estação da linha de nivelamento L8 (caminhamento da RNLSE para RNPM). Foto: Julho 2011	96
Figura 4.42 – Referência de Nível RNMR localizada em frente ao monumento histórico. Foto: Julho 2011	97
Figura 4.43 – Esboço dos circuitos do nivelamento geométrico	98
Figura 4.44 – Distribuição do Qui- Quadrado χ^2	106
Figura 4.45 – Distribuição Normal	109

Figura 4.46 – Esboço dos circuitos do nivelamento geométrico sem a linha de nivelamento L11	111
Figura 4.47 – Distribuição do Qui – Quadrado χ^2	114
Figura 4.48 - Barra de Erros para a Matriz Variância-Covariância das altitudes ajustadas (metros)	117
Figura 4.49 - Vista do vértice INSC para a Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda. Foto: Dezembro 2011	120
Figura 4.50 – Configuração dos vértices INSC, AUX1 e RNSC. Foto: Dezembro 2011	121
Figura 4.51 – RNSC e superfície de contato com o bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011	122
Figura 4.52 - Vista do vértice INSC para o RNSC. Foto: Dezembro 2011	122
Figura 4.53 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo. Foto: Dezembro 2011	122
Figura 4.54 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo. Foto: Dezembro 2011	123
Figura 4.55 - Vista do vértice AUX1 para SÉ TORRE 1. Foto: Dezembro 2011	123
Figura 4.56 - Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir de AUX1 e INSC para os alvos altos. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	124
Figura 4.57 – Alinhamento CASA 43 e IGRM 3. Foto: Dezembro 2011	126
Figura 4.58 – Alinhamentos CASA 43 para os alvos altos da Igreja da Sé. Foto: Dezembro 2011	126
Figura 4.59 – RNSP e superfície de contato com o bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011	127
Figura 4.60 – Vista do vértice CASA43 para o RNSP. Foto: Dezembro 2011	127
Figura 4.61 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir da CASA 43 para os alvos altos. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	128
Figura 4.62 - Vista do vértice MR para a RNMR. Foto: Dezembro 2011	128
Figura 4.63 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice EB – 105 para os alvos altos. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	129
Figura 4.64 – Configuração dos vértices BVM, MR e RNMR. Foto: Dezembro 2011	131
Figura 4.65 - Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice BVM para os alvos altos. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	131

Figura 4.66 – Configuração geométrica dos vértices EL, BVM e MR. Foto: Dezembro 2011	132
Figura 4.67 – Configuração dos vértices EL e BVM e vista para a Caixa D'água. Foto: Dezembro 2011	133
Figura 4.68 – Vista do vértice EL para a Caixa D'água e RNPM. Foto: Dezembro 2011	133
Figura 4.69 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice EL para a RNPM, vértice MR e Caixa D'água. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	134
Figura 4.70 – Vista do vértice Q – 62 para a RNLM, para o vértice IGRM e alvos altos da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia. Foto: Dezembro 2011	134
Figura 4.71 – RNLM e superfície de contato com bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011	135
Figura 4.72 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice Q – 62 para os alvos altos. Fonte: <i>Google Earth</i> 2009	135
Figura 4.73 – Representação gráfica das resultantes planimétricas das estações de referência determina por interseção a ré	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros do elipsoide WGS 84. Fonte: MONICO (2008)	9
Tabela 2.2 – Parâmetros do elipsóide SIRGAS 2000. Fonte: IBGE (2005)	10
Tabela 3.1 - Classificação dos Níveis. Fonte: NBR 13.133/1994	51
Tabela 4.1 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000 das Estações RECF e UFPE. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	80
Tabela 4.2 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	81
Tabela 4.3 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	83
Tabela 4.4 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	85
Tabela 4.5 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	85
Tabela 4.6 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software TOPCON TOOLS</i>	86
Tabela 4.7 – Coordenadas geodésicas e Planas UTM em SIRGAS 2000. Fonte: GAMA (2008)	86
Tabela 4.8 - Discrepância de coordenadas planas retangulares UTM entre as coordenadas da Tabela 4.2 e as coordenadas desses mesmos vértices calculadas e descritas na Tabela 4.7	86
Tabela 4.9 - Erro de fechamento e perímetro dos circuitos realizados pelo nivelamento geométrico	98
Tabela 4.10 - Altitudes das respectivas RRNN a priori. Unidades em (m)	99
Tabela 4.11 - Altitudes das respectivas RRNN compensadas segundo o método empírico. Unidades em (m)	99
Tabela 4.12 - Diferenças de nível a priori entre as RRNN e linhas de nivelamento: 1ª Medição	100
Tabela 4.13 – Dados da Rede de Nivelamento Geométrico	101
Tabela 4.14 – Discrepâncias das altitudes das RRNN obtidas entre o método empírico e o MMQ – Correlatos	119
Tabela 4.15 - Coordenadas determinadas dos vértices de referência por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão	139

Tabela 4.16 - Coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão	140
Tabela 4.17 - Coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão	140
Tabela 4.18 - Coordenadas determinadas por interseção a ré e seus respectivos desvios padrão	141
Tabela 4.19 - Coordenadas da estação de referência AUX1 calculada pelo método da interseção à ré com três pontos conhecidos	142
Tabela 4.20 – Altitudes dos vértices de referência	142
Tabela 4.21 – Coordenadas altimétricas dos alvos altos das torres das Igrejas calculadas a partir de vários alinhamentos	143
Tabela 4.22 - Médias das coordenadas altimétricas dos alvos altos das torres	143
Tabela 4.23 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento CASA 43 – IGRM3	144
Tabela 4.24 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento BVM e MR	144
Tabela 4.25 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento IGRM e Q - 62	145
Tabela 4.26 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento Q – 62 e IGRM	145
Tabela 4.27 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento INSC e AUX1	145
Tabela 4.28 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento AUX1 e INSC	146
Tabela 4.29 – Intervalo de probabilidade de aceitação das coordenadas	147
Tabela 4.30 – Desvios padrão padronizado	148
Tabela 4.31 – Verificação do teste de probabilidade e região de aceitação.	148

Tabela 4.32 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM SIRGAS 2000 entre as coordenadas resultantes do método estático GNSS e do método da interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância	149
Tabela 4.33 – Erro Médio Quadrático e resultante planimétrica das estações de referência determinadas por interseção à ré	150

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 – Alvos altos da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia e os respectivos alinhamentos	137
Quadro 4.2 - Alvos altos da Igreja da Sé e os respectivos alinhamentos	137
Quadro 4.3 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo e Caixa D'água e os respectivos alinhamentos	137
Quadro 4.4 – Vértice AUX1 e os respectivos alinhamentos	138
Quadro 4.5 – Vértice INSC e os respectivos alinhamentos	138
Quadro 4.6 – Vértice CASA 43 e os respectivos alinhamentos	138
Quadro 4.7 – Vértice EB - 105 e os respectivos alinhamentos	138
Quadro 4.8 – Referências de Nível e os respectivos alinhamentos	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AUX1	Auxiliar 1
BIH	Bureau International de L'Heure
BVM	Bernardo Vieira de Melo
CACI	Cadastro de Áreas Comprometidas com Intervenções
CTP	Conventional Terrestrial Pole
CTRS	Sistema de Referência Terrestre Convencional
DD	Dupla Diferença das Observáveis GNSS
DMA	Agência Cartográfica do Departamento de Defesa dos EUA
DORIS	Doppler Orbitography and Radio Positioning Integrated by Satellite
EGM96	Earth Gravitational Model 1996
EL	Estação Livre
GRS1980	Geodetic Reference System 1980
IAG	International Association of Geodesy
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IERS	International Earth Rotation and Reference System Service
IERS ITRS-PC ITRS	Product Center ITRS
IGRM	Igreja Nossa Senhora da Misericórdia
INSC	Igreja Nossa Senhora do Carmo
IPGH	Instituto Pan - americano de Geografia e História
ITRS	International Terrestrial Reference System
ITRF	International Terrestrial Reference Frame
GLONASS	Global Orbiting Navigation Satellite System
GNSS	Global Navigation Satellite System

GPS	Global Positioning System
LAGEO	Laboratório de Geodésia
LAMEP	Laboratório de Metrologia Espacial
LATOP	Laboratório de Topografia
NBR	Norma Brasileira
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
MR	Mercado da Ribeira
MVC	Matriz Variância Covariância
NIMA	Agência Nacional de Mapas e Imagens
PPSH/RMR	Plano de Preservação dos Sítios Históricos/ Região Metropolitana do Recife
RBMC	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo do Sistema GPS
RMR	Região Metropolitana do Recife
RMS	Erro Médio Quadrático
RN7E	Referência de Nível Sétima Estação da Via Sacra
RNLS	Referência de Nível Ladeira da Sé
RNMR	Referência de Nível Mercado da Ribeira
RNPM	Referência de Nível Rua Prudente de Moraes
RNSC	Referência de Nível Igreja Nossa Senhora do Carmo
RNSP	Referência de Nível Igreja de São Pedro
RRNN	Referências de Nível
RTK	Real Time Kinematic
SAD 69	South American Datum 1969
SD	Simple Diferença das Observáveis GNSS
SIRGAS 2000	Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas
SLR	Satellite Laser Rang

SGL	Sistema Geodésico Local
TCG	Tempo Coordenado Geocêntrico
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UTM	Universal Transversa Mercator
VLBI	Very Long Baseline Interferometry
WGS 84	World Geodetic System 1984
ZPA	Zona de Preservação Ambiental
ZPR	Zona de Preservação Rigorosa

1. INTRODUÇÃO

As estruturas geodésicas tridimensionais são fundamentais para os projetos de Engenharia, tais como: locação e levantamentos de estruturas de edificações prediais, levantamentos cadastrais, traçados de rodovias e ferrovias, posicionamento e controle de máquinas, assim como monitoramento das deformações das próprias estruturas geodésicas, pois permitem o georreferenciamento e reconstrução 3D de superfícies topográficas terrestres e de objetos artificiais, como as edificações, denominadas neste trabalho estruturas arquitetônicas.

Uma dificuldade freqüente na reconstrução tridimensional e nos levantamentos topográficos/geodésicos é a escassez de pontos de referência planialtimétricos nas proximidades dos imóveis urbanos e rurais brasileiros. Uma solução para essa dificuldade é a utilização da tecnologia de Posicionamento Geodésico por Satélite (GNSS – Global Navigation Satellite System) integrado a medições terrestres planialtimétricas para definição de um conjunto de campo de pontos de referência, que definirá geometricamente os elementos levantados sobre a superfície do terreno e do objeto, os quais podem ser objetos naturais ou artificiais, em um determinado sistema de referência.

A determinação de pontos altos inacessíveis nas estruturas arquitetônicas, como por exemplo, alvos da estrutura da edificação situados em torres de igrejas e realizadores de uma estrutura geodésica é importante, pois apesar de serem inacessíveis são visíveis de outras localidades e mais difíceis de serem obstruídas por ações antrópicas. Com isso, mostra-se ser de relevância um estudo envolvendo os Métodos Terrestres de Medição, tais como: Interseção a Vante e a Ré; Nivelamento Geométrico, Nivelamento Trigonométrico com Visadas Curtas, Taqueometria Eletrônica, além do Posicionamento Geodésico por Satélite para a definição de campo de pontos de referência e campo de pontos-objeto localizados em terrenos acidentados.

Os experimentos foram realizados na área do Sítio Histórico de Olinda, denominada Área Teste. As estruturas geodésicas implantadas no Sítio Histórico de Olinda foram medidas tridimensionalmente e densificadas empregando-se receptores GNSS, Estação Total e Nível Digital.

A continuidade e repetitividade das medições geodésicas permitem o controle geométrico das estruturas geodésicas implantadas, cujas coordenadas foram ajustadas utilizando-se o Método dos Mínimos Quadrados (MMQ).

Esta pesquisa vem dar continuidade aos estudos que vêm sendo realizados no Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação na área de Concentração Geodésia Aplicada.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar e comparar as estruturas geodésicas tridimensionais definidas por Métodos Planialtimétricos de Medição.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Implantar e densificar Estruturas Geodésicas Tridimensionais de Referência, para georreferenciamento de campo de pontos-objeto com o emprego de GNSS, Estação Total e Nível Digital;
- Analisar as estruturas geodésicas planimétricas determinadas por meio de sistemas de medição por Posicionamento Geodésico por Satélites empregando-se receptores GNSS;
- Analisar a definição de pontos altos inacessíveis, como pontos de referência, em áreas de Sítios Históricos como o Sítio Histórico de Olinda;
- Estabelecer padrões de medição utilizando Nivelamento Geométrico e Trigonométrico nas Estruturas Geodésicas Tridimensionais.

1.2 Estruturação do Trabalho

A estrutura do trabalho é composta por cinco capítulos. No capítulo 1 são apresentados os problemas, as justificativas, os objetivos geral e específicos.

No capítulo 2 denominado “*Estruturas Geodésicas Tridimensionais*” apresenta-se as normatizações vigentes, a definição de estrutura geodésica, o sistema geodésico topocêntrico, a integração de GNSS e Estação Total.

O capítulo 3: “*Métodos de Medição Planialtimétrica*” destaca os métodos de levantamentos aplicados como: o método de posicionamento relativo estático e os métodos de interseção a vante e a ré, os nivelamentos trigonométrico e geométrico e a qualidade destes métodos.

O capítulo 4: “*Experimentos e Análises Metodológicas de Estruturas Geodésicas Tridimensionais*” explana a metodologia adotada, seus experimentos e resultados.

O capítulo 5: “*Conclusões e Recomendações*” ressaltam os resultados alcançados e propõe futuras pesquisas.

2. ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS

Este capítulo apresenta a definição de estruturas geodésicas tridimensionais assim como a integração entre GNSS e Estação Total e os sistemas de coordenadas geodésicas: geocêntrico e topocêntrico.

2.1 Definição e Implantação de Estruturas Geodésicas Tridimensionais

Estruturas Geodésicas Tridimensionais podem ser definidas como campos de pontos planialtimétricos precisos e materializados. Estes campos de pontos representam a referência para o estabelecimento dos posicionamentos de alcance global, regional e local (TORGE, 2003).

Segundo Torge (2003) as redes geodésicas e gravimétricas têm a finalidade de realizar um campo de pontos materializados com precisos valores planimétricos, altimétricos e da gravidade (geopotenciais). Estes campos de pontos fixos configuram a referência para as determinações do posicionamento e das medições gravimétricas de abrangência global, regional e local. Redes Globais realizam o sistema de referência definido através da convenção internacional. Redes nacionais configuram a base para o levantamento territorial nacional ou continental, as mesmas são as bases para os sistemas de informações geográficas como também das cartas topográficas e temáticas. Redes locais são implantadas principalmente para projetos de engenharia, investigações geofísicas entre outras e para a determinação de procedimentos geodinâmicos espacialmente limitados.

A definição e implantação de estruturas geodésicas são dependentes da evolução tecnológica. Por isso, visualizam-se diferentes procedimentos de medição, materialização e detecção de pontos. As estruturas geodésicas têm assim um caráter unidimensional, bidimensional e/ou tridimensional. Em função disso são executados métodos para a sua definição. Com isso as coordenadas de um campo de pontos fixo, no contexto deste trabalho tratado como campo de pontos de referência, podem ser determinadas altimetricamente, planimetricamente e planialtimetricamente. Na primeira o interesse predomina apenas nas coordenadas altimétricas. Na segunda o interesse predomina nas coordenadas planimétricas. E na terceira o interesse predomina nas coordenadas planimétricas e nas coordenadas altimétricas. Neste caso, é possível separar a planimetria da altimetria, mas com o advento do posicionamento por satélite, por exemplo, possibilitou a obtenção de um campo de pontos fixo determinado ao mesmo tempo tridimensionalmente.

Bauer (2003) em seu livro “Vermessung und Ortung mit Satelliten: GPS und andere satellitengestuetzte Navigationssysteme” cita algumas raízes históricas da Ciência da Medição para o estabelecimento de um conjunto de campo de pontos de referência sem o emprego de satélites. Segundo o mesmo quando F. R. HELMERT, em sua obra prima “As Teorias matemáticas e físicas da Geodésia Avançada”, deu sua definição do conceito de “Geodésia”, HELMERT definia não uma nova Disciplina Técnico-Científica, mas tentava achar uma definição útil para o crescimento histórico da Disciplina.

A palavra “Geodésia” originou-se das palavras gregas:

γη(ge): Terra e δαίω (daio): eu divido

Um geodesta é, por conseguinte, uma pessoa que divide a Terra.

Segundo Bauer (2003) nas antigas culturas do Oriente Médio necessitou de geodesistas nestes contextos, para dividir novamente o terreno do agricultor depois das enchentes anuais dos Rios Nilo, Eufrates e Tigre. Na cultura européia descreviam-se os limites dos lotes de terreno até os tempos modernos apenas através de textos. Uma profissão, que cuidava para a segurança dos limites através das medições, não era necessária. Isso se modificou a partir do início dos tempos modernos, quando o Senhor Feudal permite os limites de seus confrontantes (vizinhos) serem fixos e medidos por meio de marcos. No século 16 surgiu a corporação dos Agrimensores e Topógrafos. As medições nesta época eram realizadas em “Sistemas Locais”, nos quais em cada um se definia um dos eixos do respectivo sistema de coordenadas a partir de dois pontos escolhidos aleatoriamente no terreno (Figura 2.1). Não existia uma representação com base nas medições de uma extensa área da superfície terrestre. Isto também não se modificou, quando a partir do início do século 19, iniciou-se a implantação do Cadastro com a finalidade da cobrança do imposto ao dono do terreno.

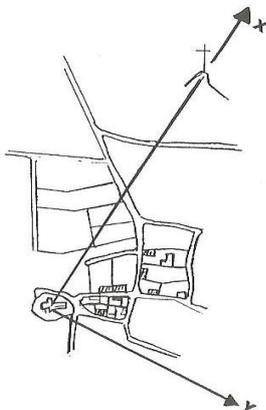


Figura 2.1: Sistema de Coordenadas local. Fonte: BAUER (2003).

Segundo Bauer (2003) o impulso decisivo para descrever exatamente grande parte da superfície terrestre surgiu no século 18/19, por razões militares. Com a aquisição de um produto cartográfico delimitado topograficamente com apropriada reposição do terreno – da forma da exigência militar – necessita-se em toda área medida de pontos de medição distanciados mais ou menos ordenadamente em um sistema de coordenadas único (o campo de pontos fixos). Este campo de pontos fixos constrói uma moldura na qual a medição dos detalhes da superfície terrestre será inserida (Figura 2.2 e Figura 2.3). Para a realização destes campos de pontos fixos foi necessário que o Estado Militar se constituísse de organizações de medição.

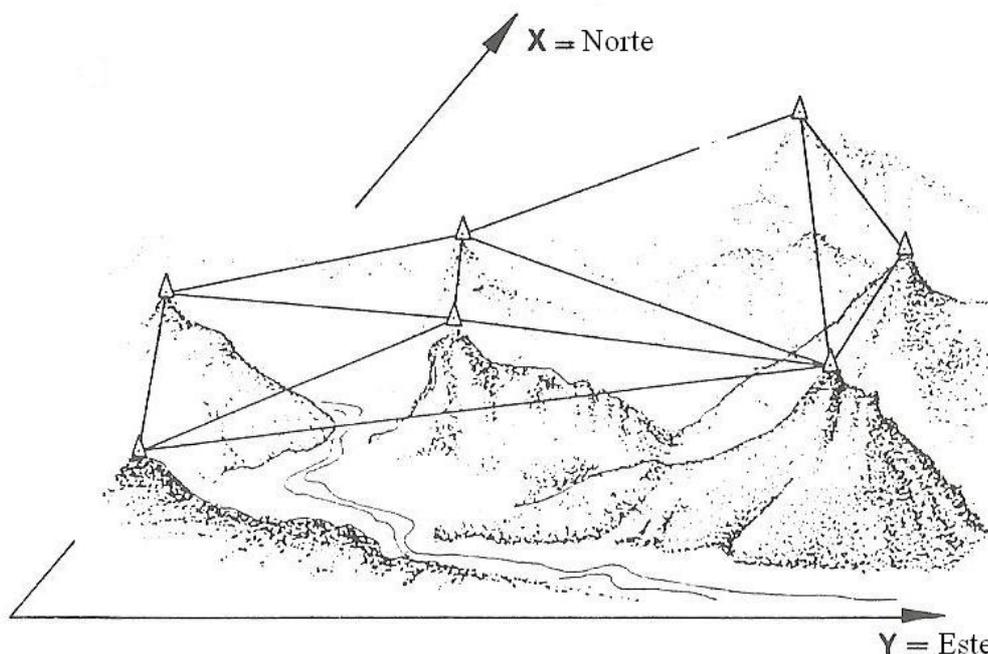


Figura 2.2: Campo de pontos fixo para o levantamento de detalhes. Fonte: BAUER (2003).

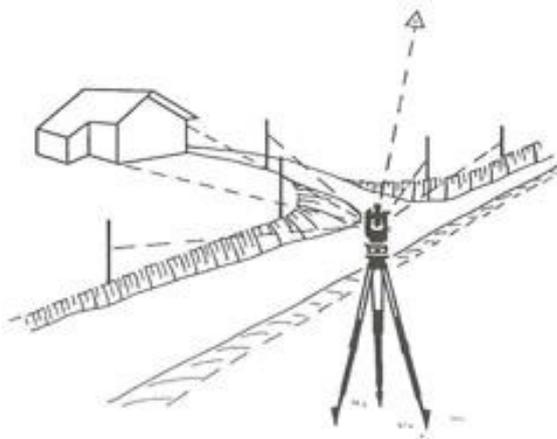


Figura 2.3 - Levantamento de detalhes: amarração ao campo de pontos fixo. Fonte: BAUER (2003).

O principal procedimento de medição para a realização do campo de pontos fixos e planimétricos foi a triangulação. Este procedimento foi desenvolvido pelo Astrônomo holandês FRISIUS no século 16 (BAUER, 2003). Ressalta-se que, enquanto se pode visualizar a Terra sem perda de precisão como um plano, quando a determinação de uma propriedade de terra é medida em sistemas locais – as discrepâncias associadas a este “modelo da Terra” não ultrapassam as discrepâncias associadas às incertezas de medição – não se pode mais negligenciar o problema da Figura da Terra quando são implantadas triangulações de grandes extensões. Caso contrário obtém-se discrepâncias de medição maiores do que a precisão de medição esperada, pois as leis da trigonometria plana não são mais válidas. No século 18 na produção de cartas que mantêm a escala em grandes áreas foram envolvidos geodestas academicamente para estudar a forma da Terra em um problema prático para a medição e mapeamento da superfície terrestre.

Os problemas de excentricidade de pontos são antigos, por exemplo, nas triangulações ou quando existe alguma obstrução de visada. Um exemplo de uma rede de triangulação que envolve a medição de vértices com uma diversidade de sinalização, dentre elas pontos altos localizados nas Torres de igrejas e/ou Torres de edificações é apresentado em Jordan (1944), quando em Hannover (Alemanha) no final do século 19, por volta da década de '80, definiu-se uma rede de triangulação com os vértices *Hochschule* (atual TU-Hannover), *Aegidius*, *Linden – Wasserturm*, *Willme*, *Steuerndieb*, *Schanze* e *Burg*, constituintes da Rede de Triangulação de terceira ordem da Cidade de Hannover.

Outro problema comum, por exemplo, ocorre quanto ao sinal GPS quando se deseja medir algum vértice materializado na porta de uma igreja ou muito próximo a esta.

A excentricidade pode ocorrer tanto na estação de medição (estação excêntrica) quanto nos alvos (alvos excêntricos). Isso se dá quando não se consegue medir diretamente sobre o vértice ou quando não se pode visar diretamente no alvo que se deseja. No caso desse trabalho a excentricidade aparece nos alvos altos localizados nas Torres das Igrejas (cf. item 2.2.3).

A seguir são contextualizados os Campos de Pontos de Referência quanto ao seu alcance Global, Regional e Local.

2.2 Campos de Pontos de Referência

O campo de pontos de referência pode ser de alcance global, regional e local.

2.2.1 Alcance Global

- O sistema de referência espacial ITRS (*International Terrestrial Reference System - Sistema de Referência Terrestre Internacional*) é um sistema fixo que segue a mesma direção da Terra no espaço. É geocêntrico (origem é o centro de massa da Terra); a escala é estabilizada com o TCG (Tempo Coordenado Geocêntrico); o início de sua orientação foi realizada pelo BIH (*Bureau International de L'Heure*) na época 1984,0 e sua evolução temporal em orientação é certificada pelo emprego de uma rede que não gira com relação ao deslocamento tectônico horizontal sobre toda a Terra. As realizações do ITRS são geradas pelo IERS ITRS-PC (ITRS *Product Center* – Centro de Produção do ITRS). Geralmente a realização do ITRS é indicada em coordenadas cartesianas X, Y e Z. O eixo Z mostra a direção do CTP (*Conventional Terrestrial Pole* – Pólo Terrestre Convencional), o eixo X, a direção média do meridiano de Greenwich e o eixo Y, aponta de maneira que torne o sistema dextrógiro. Para coordenadas geográficas é recomendado usar o elipsóide GRS1980 (*Geodetic Reference System 1980* – Sistema de Referência Global 1980). Cada realização é formada por uma lista de coordenadas e velocidades de um grupo de estações IERS (*International Earth Rotation and Reference System Service* – Serviço Internacional de Rotação da Terra e de Sistema de Referência). Geralmente as estações são medidas com tecnologia VLBI (*Very Long Baseline Interferometry*), SLR (*Satellite Laser Ranging*), GPS (*Global Positioning System*) e DORIS (*Doppler Orbitography and Radio Positioning Integrated by Satellite*). Cada realização é denominada por ITRF-yy (*International Terrestrial Reference Frame*). O número yy indica os dois últimos dígitos do último ano cujos dados colaboraram para a execução em consideração (MONICO, 2008).
- O WGS 84 (*World Geodetic System 1984*) é o sistema de referência usado pelo GPS empregando as efemérides transmitidas. É um elipsóide de revolução geocêntrico coincidente com o GRS80. Ocorreram três realizações: WGS 84(G730); WGS 84(G873) e WGS 84(G1150), onde G significa que a atualização foi realizada usando GPS e 730,873 e 1150 representam as semanas GPS em que foram efetuadas as realizações. O segmento de controle operacional do GPS passou a utilizar as novas coordenadas nas respectivas datas: 29/06/1994 para o WGS 84(G730) com acurácia (1 sigma) na ordem de 10 cm; 29/01/1997 para o WGS 84(G873) com acurácia (1

sigma) na ordem de 5cm e 20/01/2002 para o WGS 84(G1150) com acurácia (1 sigma) na ordem de 1cm. Alguns parâmetros foram alterados. O EGM96 (*Earth Gravitational Model 1996* – Modelo Gravitacional da Terra) origina as alturas geoidais entre o WGS 84 e o geóide e essas alturas compõem o sistema WGS 84. A Tabela 2.1 apresenta os parâmetros anteriores e as modificações (MONICO, 2008).

Tabela 2.1 – Parâmetros do elipsoide WGS 84. Fonte: MONICO (2008).

PARAMETROS	VALOR ANTERIOR	VALOR ATUAL
a= Semi-eixo maior (m)	6378137	6378137
f=Achatamento	1/298, 2572221	1/298, 257223563
ω_e = Velocidade angular da Terra (rad/s)	7292115.10^{-8}	7292115.10^{-8}
GM= Constante gravitacional da Terra (m^3/s^2)	3986005.10^8	$3986004,418 \times 10^8$

2.2.2 Alcance Regional

• O IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) é o órgão responsável pelo Sistema Geodésico Brasileiro e a partir do ano de 2005 adotou o Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS 2000) como Sistema de Referência Geodésico. Este novo sistema geocêntrico será usado concomitantemente com o sistema SAD 69 até 2014, período denominado da transição, após esse período só se utilizará o SIRGAS 2000. No Brasil o SIRGAS 2000 é composto por 21 estações (R. PR nº 01, de 25-02-2005). O SIRGAS 2000 foi estabelecido pela Conferência Internacional para Definição de um Datum Geocêntrico para a América do Sul, realizada de 04 a 07 de outubro de 1993, na cidade de Assunção, no Paraguai através de convite da Associação Internacional de Geodésia – IAG, do Instituto Pan - americano de Geografia e História – IPGH e da Agência Cartográfica do Departamento de Defesa dos EUA – DMA que é atualmente a Agência Nacional de Mapas e Imagens – NIMA (FORTES, 2000). O ITRS (*International Terrestrial Reference System* - Sistema de Referência Terrestre Internacional) é o Sistema Geodésico de Referência utilizado no SIRGAS 2000 e tem como elipsóide o GRS80. A orientação com as direções determinadas pelo BIH em 1984,0 certifica que os polos e o meridiano de referência sejam consistentes em $\pm 0,005''$ (MONICO, 2008). A rede de operação contínua de estações GNSS do SIRGAS 2000, materializada pela América do Sul é chamada de SIRGAS – CON. Desde 2006 o IBGE possui um Centro de Processamento Experimental da rede SIRGAS – CON, que tem como finalidade promover a manutenção da

rede SIRGAS através da supervisão da variação temporal das coordenadas dessas estações, bem como, a qualidade dos dados acessíveis para a densificação da rede (SILVA e COSTA, 2008a) e (SILVA e COSTA, 2008b). Os parâmetros do SIRGAS 2000 estão representados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Parâmetros do elipsóide SIRGAS 2000. Fonte: IBGE (2005).

PARAMETROS	VALOR
a= Semi-eixo maior (m)	6.378.137
f=Achatamento	1/298, 257222101

- A Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo do Sistema GPS (RBMC) foi criada em 1996 pelo IBGE através do Departamento de Geodésia (DEGED) e compreende todo território brasileiro com a finalidade de implantar uma rede de infraestrutura geodésica de referência para posicionamento adotando as modernas técnicas do GPS, proporcionando o uso desse sistema pelo usuário bem como certificando a qualidade dos dados obtidos. A RBMC pode ser empregada para pesquisas científicas assim como para trabalhos práticos. O estabelecimento de limites de terras, a definição de pontos de controle para apoio ao mapeamento e a demarcação de limites internacionais são alguns exemplos de emprego prático da RBMC (PEREIRA et. al., 2003). Atualmente a rede RBMC é composta por 86 estações. A Figura 2.4 apresenta a localização dessas estações.



Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE
 Diretoria de Geociências - DGC
 Coordenação de Geodésia - CGED

REDE BRASILEIRA DE MONITORAMENTO CONTÍNUO DOS SISTEMAS GNSS

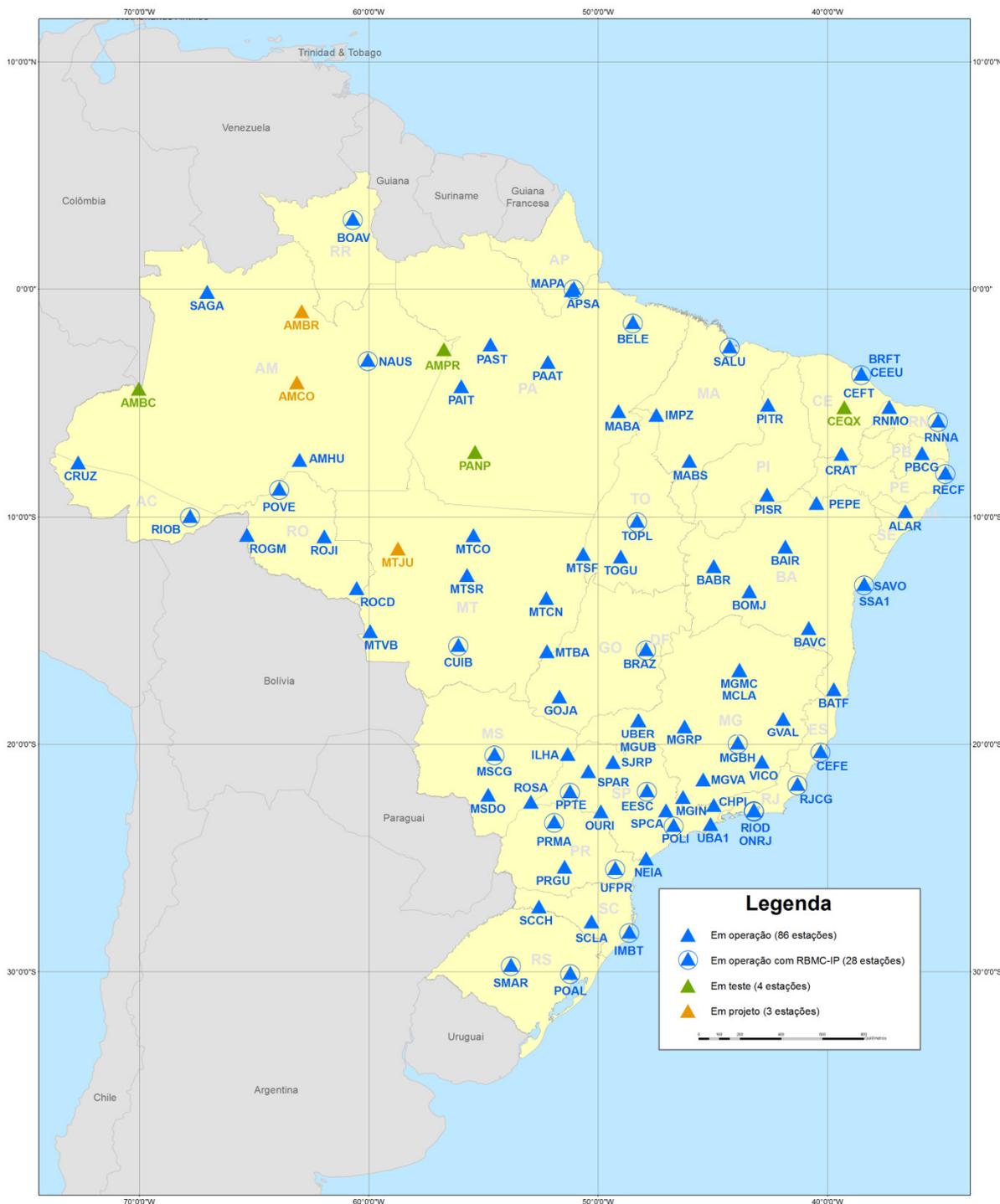


FIGURA 2.4 - Localização das Estações RBMC. Fonte: Cartograma (IBGE). Acesso: 23.07.2012

2.2.3 Alcance Local

O Campo de Pontos de Referência de alcance local é empregado na Engenharia, Geodinâmica, Cadastro, Levantamentos Especiais, dentre outros.

Neste contexto o Campo de Pontos de Referência é um conjunto de pontos de referência, os quais são propositadamente dispostos para a definição do Sistema de Referência de Medição estável (FERREIRA et al., 2004).

A seguir são apresentados quatro exemplos de rede locais empregadas na Engenharia para:

- Monitoramento da Subsidência do Solo

Em (SANTOS, 2005) foi analisada a utilização do Sistema de Posicionamento Global (GPS) como instrumento de monitoramento de pequenos deslocamentos verticais da superfície do solo, quando há ocorrência de subsidência. Este trabalho aborda uma revisão dos conhecimentos relacionados com os métodos geodésicos para o monitoramento da subsidência do solo, descrevendo-se os experimentos realizados na Alemanha para o Controle de altitudes utilizando equipamentos e técnicas GPS de alta precisão. Concluiu-se com uma proposta de uma rede de monitoramento da subsidência do solo para a área de Boa Viagem na Região Metropolitana do Recife (RMR).

- Racionalização Construtiva no Posicionamento Preciso de Edificações Prediais

Em (BOTELHO, 2003) aborda uma metodologia que permita utilizar as principais técnicas geodésicas e topográficas, empregadas nas obras urbanas de pequeno e médio porte de construção de edifícios. Neste contexto são definidos campos de pontos ou redes de pontos, materializadas no terreno da obra, com coordenadas conhecidas e definidas em um sistema de referência pré-definido. Desta forma a rede implantada possibilita, além do posicionamento preciso da obra, seu georreferenciamento.

- Monitoramento de Encosta

Em (RHADAMEK, 2008) aborda o estudo de uma área de risco natural a partir do monitoramento da superfície de uma encosta em processo de deslizamento de terra, no Município de Camaragibe, Pernambuco. Neste trabalho foi implantada uma estrutura geodésica com a finalidade de monitorar uma encosta, através da detecção de deslocamentos de pontos envolvendo métodos geodésicos/topográficos de medição.

- Implantação e Análise de Estruturas Geodésicas Planimétricas Aplicadas em Levantamentos Cadastrais Urbanos

Em (GAMA, 2008) são abordadas a implantação e densificação de estruturas geodésicas definidoras de campo de pontos de referência, esses georreferenciadores de campo de pontos-objeto, com critérios e tolerâncias adequadas para as aplicações na Engenharia, no caso desse trabalho, para os levantamentos cadastrais urbanos. Para o estudo dos métodos geodésicos/topográficos de levantamento foram implantadas estruturas geodésicas no Campus Recife UFPE e no Sítio Histórico de Olinda.

No presente trabalho para dar continuidade aos estudos e implantação de estruturas geodésicas no Sítio Histórico de Olinda (cf. GAMA (2008) e TENÓRIO (2008)), decidiu-se implantar um campo de pontos de referência altimétrica separado e adjacente a um conjunto de campo de pontos de referência pré-existente definidos por GPS. A fim de se evitar as medidas a trena para os centros das Estações Totais, quando estas são empregadas para a determinação das torres das igrejas e determinação de pontos-objeto localizados nas fachadas das edificações. Desta forma foram remedidos os vértices pré-existent e definidos por GPS e implantados e definidos novos vértices com o emprego da Tecnologia GNSS (cf. item 3.1), a fim de melhorar a configuração geométrica para a determinação das Torres das Igrejas com o emprego das medições terrestres com Estações Totais. Assim o campo de pontos de referência foi definido da seguinte maneira:

- Pinos cravados no meio fio e nas vias de comunicação, definição de coordenadas por GPS, GNSS, poligonação com centragem forçada, estação livre e interseção a ré. Objetivo: campo de pontos fixos planimétricos. No Apêndice 1 e Anexo 1 são apresentadas as monografias destes vértices.
- Pinos com superfícies abobadadas esféricas no meio fio e calçadas, definição de coordenadas por nivelamento geométrico. Objetivo: campo de pontos fixos altimétrico. No Apêndice 1 são apresentadas as monografias destes pinos.
- Alvos Altos cêntricos definidos pelos ápices de estruturas localizadas na Torre esquerda da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia (Figura 2.9) e entre as Torres da Igreja Nossa Senhora do Carmo (Figura 2.8) e alvos altos virtuais e excêntricos de formatos esféricos localizados nas Torres da Igreja da Catedral de Sé (Figuras 2.6 e 2.7), respectivamente. Objetivo: definição de coordenadas planimétricas por interseção a vante e altimétricas por nivelamento trigonométrico. No Apêndice 3 são apresentadas as monografias destes alvos altos.

Como as ações antrópicas são grandes, seja por renovação das calçadas, vias de comunicação, colocação de novas tubulações de esgoto ou cabos de luz e telefone, muitos dos vértices implantados em (GAMA, 2008) foram perdidos (cf. ANEXO 5). Para evitar esse tipo de problema acrescentou-se ao campo de pontos de referência um conjunto de novos pontos situados em locais altos e inacessíveis.

Em áreas urbanizadas estes alvos altos são de grande importância, pois os mesmos podem ser visíveis a grandes distâncias, de modo que podem servir para a definição azimutal e controle geométrico de vários levantamentos de campo. Antes das construções de edifícios prediais, existiam apenas residências com alturas inferiores as edificações das Igrejas localizadas em suas vizinhanças. Esta característica ainda existe em cidades históricas e protegidas pelo patrimônio histórico e cultural, pois nestas imediações não são permitidas construções que descaracterizam o ambiente artístico e cultural existente, a exemplo da Cidade alta de Olinda onde foram realizadas as medições deste trabalho.

As Figuras 2.6, 2.7, 2.8 e 2.9 ilustram os tipos de configuração geométrica dos alvos altos definidos neste trabalho:

- Alvos esferoidais localizados nas Torres da Igreja da Sé em Olinda

A Figura 2.6 ilustra o campo de visão da Estação Total 3305 DR (Trimble) utilizadas neste trabalho e a representação da cruz filar existente na luneta do equipamento na Posição Direta de observação. A Figura 2.7 ilustra a mesma cruz filar, mas agora projetada na Posição Inversa de observação. Por se tratar de um alvo esférico é possível situar a cruz filar de maneira simétrica e tangencial ao alvo como descrito nas Figuras 2.6 e 2.7 e obter resultados melhores do que visualizando a cruz filar diretamente no centro do alvo esférico. Neste trabalho as visadas a estes alvos foram denominadas de Esquerdas quando o comportamento da cruz filar na Posição Direta da luneta assemelha-se ao representado na Figura 2.6. As visadas a estes alvos foram denominados de Direitas quando o comportamento da cruz filar na Posição Inversa da luneta assemelha-se ao representado na Figura 2.7.

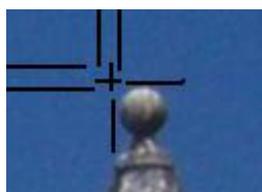


Figura 2.6 - Campo de visão da Estação Total e a medição do alvo esférico com cruz filar projetada na Posição Direta da luneta.



Figura 2.7 - Campo de visão da Estação Total e a medição do alvo esférico com cruz filar projetada na Posição Inversa da luneta.

- Alvos pontiagudos e de formato conforme localizados nas Torres das de Nossa Senhora da Misericórdia e Nossa Senhora do Carmo de Olinda

A Figura 2.8 ilustra os alvos localizados entre as Torres da Igreja Nossa Senhora do Carmo e a Figura 2.9 ilustra o tipo de alvo localizado na Torre da Igreja de Nossa Senhora da Misericórdia em Olinda. Por se tratar de um alvo pontiagudo é possível projetar o centro da cruz filar diretamente no alvo tanto na Posição Direta quanto na Posição Inversa da Luneta.



Figura 2.8 – Alvos pontiagudos localizados na Igreja Nossa Senhora do Carmo.



Figura 2.9 – Alvos pontiagudos localizados na Igreja Nossa Senhora da Misericórdia.

Os pontos de referência neste trabalho são materializados na superfície terrestre ou em topos de estruturas prediais.

2.3 Campo de Pontos - Objeto

A definição de campo de pontos - objeto introduzida em Ferreira et al. (2004), apresenta a seguinte redação:

“Campo de Pontos - Objeto é formado por um conjunto de pontos - objeto, discretizadores do objeto, entendido como estruturas, cascas, camadas, entre outras. Estes pontos são definidos por sua localização e monumentalização. O Campo de Pontos - Objeto fica plenamente caracterizado pela metodologia de instrumentação temporal utilizada. A localização destes pontos poderá ser otimizada, entre outras variáveis, em função da forma do objeto e das condições, que favorecem a execução das medições (ex.: dificuldade de monumentalização de pontos, presença de causas influentes externas como vibrações, gradientes de temperatura, etc.)”.

Campo de Pontos - objeto também é definido por Botelho (2003) como um conjunto de pontos determinados no terreno e empregados para a descrição de todos os detalhes a serem reproduzido. Para Ferreira et al. (2004) o campo de pontos-objeto tem a finalidade de descrever o objeto, de modo que o mesmo possa ser abstraído da melhor maneira possível.

Os critérios de precisão, aceitos para o campo de pontos - objeto devem ser especificados no trabalho, e a propagação do erro é estudada a partir do campo de pontos de referência. Neste caso, as coordenadas do campo de pontos de referência são tomadas como verdadeiras, com suas inexatidões desprezadas (GAMA, 2008).

Cabe salientar que trabalhos envolvendo a determinação de campos de pontos - objeto em edificações prediais foram desenvolvidos por Botelho (2003), na cidade do Recife, Gama (2008) e Gama et al. (2012), no Campus Recife da UFPE e no Centro Histórico de Olinda, por Tenório e De Seixas (2008) no Centro Histórico de Olinda, e por Rocha et al. (2012), no Centro Histórico de João Pessoa. Estes pontos devem ter suas coordenadas referenciadas ao sistema definido pelo campo de pontos de referência, definidos nos Sistemas de Coordenadas Geodésicas: Geocêntrico ou Topocêntrico.

Nesta pesquisa a designação de campo de pontos - objeto é pouco discutida, uma vez que os pontos medidos nas torres das edificações (igrejas), localizadas no Centro Histórico de Olinda e demais campo de pontos, representam um campo de pontos de referência, a partir destes poderão ser levantados e reconstruídos objetos tridimensionalmente.

2.4 Sistemas de Coordenadas Geodésicas: Geocêntrico e Topocêntrico

Os levantamentos geodésicos realizados sobre a superfície terrestre devem ser referenciados a algum tipo de sistema de coordenadas, seja de caráter global ou local. De caráter global envolve os sistemas de coordenadas geocêntricos, por exemplo, Sistema Geocêntrico de Coordenadas Geodésicas Elipsoidais e Cartesianas (quando se realizam medições com o GNSS). De caráter local, cita-se o Sistema Topocêntrico de Coordenadas Geodésicas Polares e Cartesianas, neste, as medições foram realizadas por meio de métodos terrestres de medição a base de teodolitos e estações totais. Nesta pesquisa os levantamentos são referenciados a estes dois tipos de sistemas de coordenadas.

2.4.1 Sistema Geocêntrico de Coordenadas Geodésicas Elipsoidais e Cartesianas

Um ponto no espaço pode ser representado por suas coordenadas geodésicas φ (latitude), λ (longitude) e h (altura geométrica) ou por suas coordenadas cartesianas X , Y e Z e adotando-se um elipsóide de revolução com a mesma origem. A transformação de coordenadas entre sistemas é prática constante nos trabalhos geodésicos (MONICO, 2008).

A Figura 2.10 apresenta os Sistemas Geodésicos e através desta se extrai as fórmulas para transformação entre os sistemas.

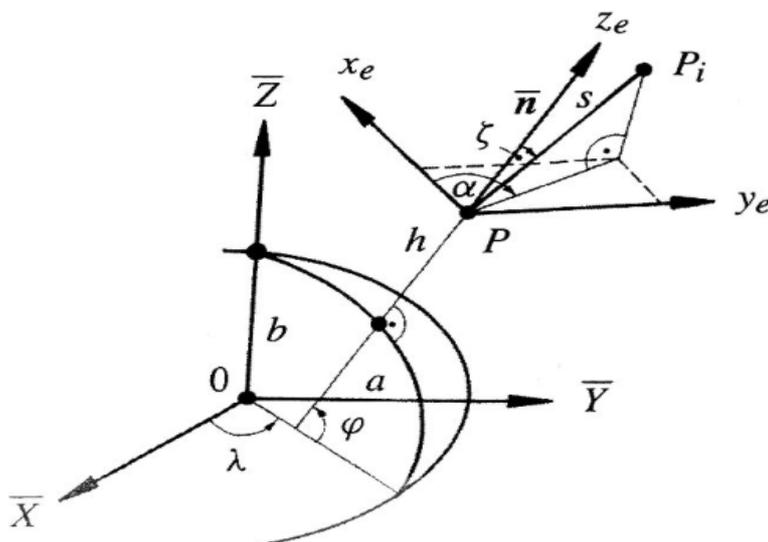


Figura 2.10 - Sistemas Geodésicos. Fonte: SEEBER (2003).

Tendo-se (φ, λ, h) – coordenadas geodésicas elipsoidais obtem-se (X, Y, Z) – coordenadas geodésicas cartesianas geocêntricas, descritas nas equações (2.1), (2.2) e (2.3):

$$X = (\bar{N} + h) \cos\varphi \cos\lambda \quad (2.1)$$

$$Y = (\bar{N} + h) \cos\varphi \sin\lambda \quad (2.2)$$

$$Z = [\bar{N} (1 - e^2) + h] \sin\varphi \quad (2.3)$$

onde: \bar{N} : raio de curvatura da seção primeiro vertical ou grande normal;

h: altitude geométrica de um ponto na superfície da Terra;

e^2 : primeira excentricidade numérica calculada a partir da equação (2.4):

$$e^2 = (a^2 - b^2) / a^2 = 2f - f^2 \quad (2.4)$$

Sendo,

f: achatamento do elipsóide, calculado a partir da equação (2.5):

$$f = (a-b)/a \quad (2.5)$$

Um Sistema de Referência Geodésico pode ser representado no plano por suas coordenadas N e E, este sistema é denominado de Sistema de Coordenadas Planas. Pode ser representado através das Projeções Cartográficas. No Brasil a projeção utilizada nos levantamentos é a Projeção UTM (Universal Transversa de Mercator). Esta projeção é empregada pelo IBGE na produção das cartas topográficas do Sistema Cartográfico Brasileiro, abrangendo cartas com escalas entre 1/1.000.000 e 1/25.000, para escalas maiores não existe normatização. Para essa projeção o mundo é dividido em 60 fusos com 6° de amplitude. As principais características do Sistema UTM são:

- Latitude de Origem: 0° do Equador;
- Longitude de Origem: a do meridiano central de cada fuso;
- Eixo Norte – Sul: 0 (Zero) metros para o hemisfério Norte, 10.000.000 metros para o hemisfério Sul;
- Eixo Leste – Oeste: 500.0000 metros;
- Fator de Escala do Meridiano Central: $k_0 = 0.9996$;
- Numeração das Zonas: a partir do antimeridiano de Greenwich para Leste (Zona 1:180° a 174° WGr até Zona 60:174° a 180° E Gr);
- Limites em Latitude: 84° N e 80° S.

Geralmente, nas transformações de coordenadas UTM em Geodésicas e vice-versa são empregadas as fórmulas expressas em Silveira (1990) e NBR 14.166 (1998).

2.4.2 Sistema Topocêntrico de Coordenadas Geodésicas Polares e Cartesianas

Sistema Geodésico Topocêntrico é o sistema de coordenadas local estabelecido com relação a uma normal ao elipsóide (sistema geodésico local) ou ao desvio da vertical (sistema astronômico local). Esse sistema é cartesiano, composto por três eixos ortogonais entre si, porém as direções dos eixos nem sempre adotam a definição convencional. Esse é o sistema utilizado pelos equipamentos como: estação total, distanciômetros, teodolitos ou combinação deles. São medidos ângulo ou direções e distâncias. Apóia os levantamentos tridimensionais locais usualmente empregados em topografia (MONICO, 2008).

A Figura 2.11 apresenta o relacionamento entre o Sistema Geodésico Local (SGL) e um sistema paralelo ao CTRS (*Conventional Terrestrial Reference System* – Sistema de Referência Terrestre Convencional).

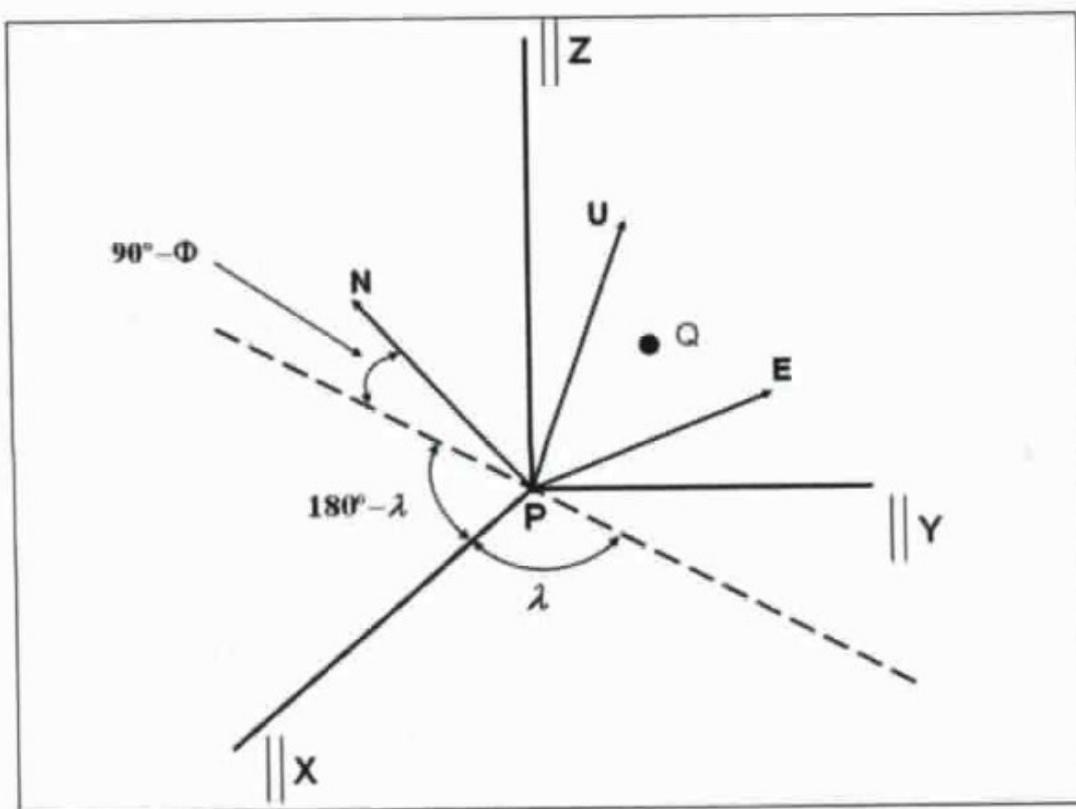


Figura 2.11- Sistema Geodésico Local (SGL). Fonte: MONICO(2008).

Examinando a Figura 2.11 percebe-se que há um relacionamento entre o SGL com origem no ponto P com um sistema paralelo ao de referência convencional (CTRS) no qual

existe um ponto Q. O SGL é um sistema levógiro e tem-se que convertê-lo para dextrógiro. As coordenadas do ponto Q no SGL são dadas por:

$$\begin{pmatrix} EQ \\ NQ \\ UQ \end{pmatrix} = P_2 R_2 (\phi - 90^0) R_3 (\lambda_P - 180^0) \begin{pmatrix} \Delta X_{QP} \\ \Delta Y_{QP} \\ \Delta Z_{QP} \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

Na equação (2.6) P_2 corresponde a uma matriz de reflexão que transforma o SGL de levógiro para dextrógiro. A longitude λ_P varia de 0 a 180° a Leste de Greenwich e de 0 a -180° a Oeste.

O SGL pode ser utilizado no posicionamento por satélite para proporcionar a integração com levantamentos terrestres a partir das coordenadas cartesianas através da aquisição do azimute ou ângulo vertical.

Neste trabalho foram empregadas coordenadas UTM no Sistema SIRGAS 2000. No entanto, ressalta-se a importância do conhecimento da utilização de coordenadas UTM em procedimentos topográficos, as quais são possíveis em função dos limites dos comprimentos empregados.

3. MÉTODOS DE MEDIÇÃO PLANIALTIMÉTRICA

Para a medição do campo de pontos de referência, no presente trabalho, foram empregados métodos planialtimétricos de levantamento como: GNSS, Interseção a Vante e a Ré, assim como o Nivelamento Geométrico e o Nivelamento Trigonométrico com visadas curtas e a Taqueometria Eletrônica.

3.1 Métodos de Posicionamento Relativo com GNSS

O posicionamento relativo ou diferencial é a diferença das observáveis entre estações. Numa linha de base, as coordenadas de uma das estações são conhecidas e a partir desta se estabelece as coordenadas da outra estação. As diferenças das observáveis das estações proporcionam a redução dos erros contidos nas observáveis originais e esta é uma vantagem do posicionamento relativo. As observáveis secundárias são chamadas respectivamente de: simples, dupla ou tripla diferença das observáveis (MONICO, 2008).

A simples diferença (SD) é composta por dois receptores, dois satélites ou duas épocas. A diferença entre as pseudodistâncias que são examinadas em duas estações simultâneas é a simples diferença (MONICO, 2008).

A dupla diferença (DD) é a diferença entre duas simples diferenças, é constituída por dois receptores e dois satélites. Dois ou mais receptores coletam os dados simultaneamente por um longo período de tempo (MONICO, 2008).

O tipo de receptor (uma frequência ou duas frequências), as características do “software” para o pós-processamento e o comprimento da linha de base são fatores que influenciam o tempo de observação (LEICK, 1995). A Figura 3.1 apresenta a geometria da dupla diferença.

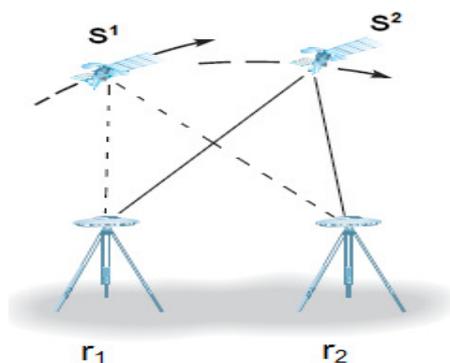


Figura 3.1 - Geometria da dupla diferença. Fonte: Adaptada de GHILANI e WOLF (2012).

Conforme Monico (2008) as equações da DD para a pseudodistância são :

$$\Delta PD_{1,2}^{1,2} + v_{PRDD} = \Delta \rho_{1,2}^{1,2}$$

$$(3.1) \quad \Delta \rho_{1,2}^{1,2} = \Delta \rho_{1,2}^1 - \Delta \rho_{1,2}^2$$

(3.2)

Para a fase da onda portadora, tem-se:

$$\begin{aligned} \Delta \phi_{1,2}^{1,2} = \frac{f^{S_1}}{c} (\Delta \rho_{1,2}^1) - \frac{f^{S_2}}{c} (\Delta \rho_{1,2}^2) + f^{S_1}(dt_1 - dt_2) \\ - f^{S_2}(dt_1 - dt_2) + N_{1,2}^{1,2} + v_{\phi_{DD}} \end{aligned} \quad (3.3)$$

onde

$$N_{1,2}^{1,2} = N_{1,2}^1 - N_{1,2}^2 = N_1^1 - N_2^1 - N_1^2 + N_2^2 \quad (3.4)$$

onde:

Como no GLONASS cada satélite tem sua própria frequência, a equação (3.3) apresenta uma diferença entre as frequências dos satélites empregados (f^{S_1} e f^{S_2}). Equações envolvendo GPS e Galileo as frequências são iguais. A ambiguidade é expressa pelo termo $N_{1,2}^{1,2}$ e é considerado um número inteiro para algumas combinações lineares (MONICO, 2008).

O GLONASS é um sistema militar, foi criado para proporcionar posicionamento 3D e velocidade como também informações de tempo sob quaisquer condições climáticas em nível local, regional e global. Este sistema foi declarado totalmente operacional no fim 1975 com uma constelação de 24 satélites. A União Europeia desenvolveu uma solução própria para o GNSS devido a decisão do governo norte americano de não autorizar outras nações a participarem do controle de uma configuração básica do GPS. Este sistema foi denominado Galileo, que é um sistema aberto e global com controle civil e será completamente compatível com o GPS e o GLONASS, porém independente (MONICO, 2008).

A tripla diferença é a diferença entre duas DD, abrangendo os mesmos receptores e satélites, mas em instantes diferentes (t_1 e t_2). Para a fase da portadora a tripla diferença exclui a ambiguidade deixando como incógnita apenas as coordenadas dos receptores (MONICO, 2008).

A dupla diferença (DD) foi a observável secundária utilizada nesta pesquisa.

O posicionamento relativo pode ser obtido por vários métodos como: estático, estático rápido, semicinemático (stop-and-go) e cinemático. O método estático, geralmente, utiliza a dupla diferença de fase (DD) como observável. Dois ou mais receptores coletam dados simultâneos dos satélites por no mínimo vinte (20) minutos até algumas horas. Possibilita uma precisão em torno de 1,0 a 0,1 ppm ou melhor que isso. Para linhas de base extensas (maiores que 15 km) empregam-se receptores com dupla frequência (MONICO, 2008).

O método estático rápido adota o mesmo fundamento do posicionamento estático. A diferença é o tempo de duração do rastreamento, que não excedem vinte (20) minutos. Geralmente o período de rastreamento é de cinco (5) a vinte (20) minutos e é utilizado nos levantamentos de linha de base até 10 km, sua precisão oscila de 1 a 5 ppm (MONICO, 2008).

O método semicinemático ou “stop-and-go” estabelece que para a primeira estação a solução das ambiguidades seja resolvida, portanto nessa estação o período de ocupação é de aproximadamente 20 minutos e após isto a ocupação das demais estações é realizada por pouco tempo, sem perder o sinal dos satélites (SEEBER, 2003).

O método cinemático baseia-se na fixação de um receptor em uma estação com coordenadas conhecidas e o outro receptor se move sobre as estações de interesse. Os dados podem ser pós-processados ou processados durante a coleta dos dados (MONICO, 2008).

Neste trabalho a metodologia de medição empregada para a implantação do campo de pontos de referência com GNSS foi a mesma descrita em GAMA (2008).

3.2 Métodos Terrestres de Medição com Estação Total

Os métodos terrestres de medição são interligados aos métodos de posicionamento por satélites. A seguir são definidos os métodos terrestres de medição utilizados nesta pesquisa. Os mesmos estão ordenados de acordo com os tipos de observações realizadas pela Estação Total e/ou Nível Digital.

3.2.1 Método da Interseção a Vante 2D

Neste trabalho a determinação de coordenadas planimétricas foram separadas da determinação altimétrica.

Ressalta-se que existe o método tridimensional para a determinação de coordenadas de um ponto quando são interceptadas retas espaciais (STAIGER, 1988). Após a completa

calibração do sistema de medição, os elementos de observação podem ser determinados como dois vetores espaciais no sistema de referência escolhido, os quais condicionados por meio dos erros de observações acidentais inevitáveis se interceptam obliquamente entre si. Como ponto de interseção mais provável será procurado um ponto Q, o qual divide a menor distância d entre as duas retas (DE SEIXAS et al., 2003).

Aqui serão abordados dois casos. No primeiro a interseção a vante ocorre por meio da medição de ângulos internos α e β (Figura 3.2 (b)) pertencentes ao triângulo formado entre os vértices de coordenadas conhecidas A e B e desconhecidas N. Neste caso os vértices de coordenadas conhecidas A e B são intervisíveis entre si (item 3.2.1.1). No segundo a interseção a vante ocorre por meio da medição de ângulos direcionais ψ e φ (Figura 3.2 (b)), neste caso os vértices de coordenadas conhecidas A e B não são intervisíveis entre si (item 3.2.1.2).

A determinação de um ponto poderá ocorrer por pelo menos dois vértices de coordenadas conhecidas. Quando são utilizados mais de dois vértices conhecidos (Figura 3.2 (a)) ou realizadas medições abundantes é possível ajustar as coordenadas pelo Método dos Mínimos Quadrados (item 3.2.1.3).

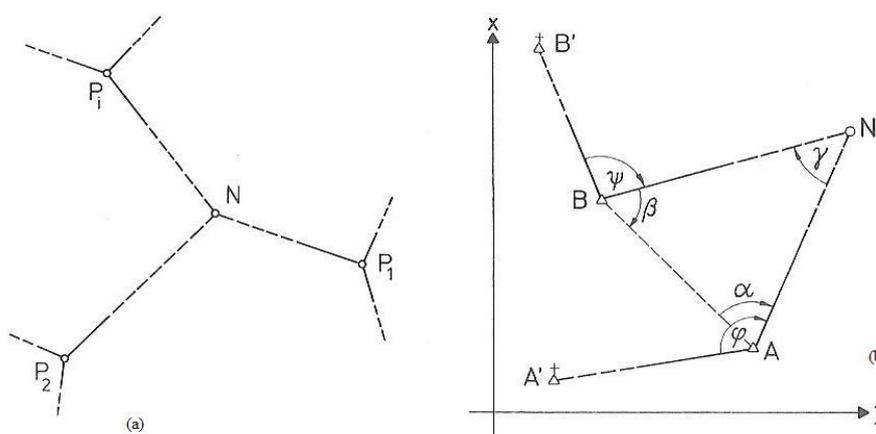


Figura 3.2: Interseção a vante. Caso geral (a) e Casos particulares (b) quando são medidos os ângulos α e β e quando são medidos os ângulos ψ e φ . Fonte: KAHMEN (1997).

3.2.1.1 Interseção a Vante por meio dos Ângulos Horizontais

Dadas as coordenadas dos vértices $P_1(x_1, x_1)$ e $P_2(x_2, x_2)$ como ilustrado na Figura 3.3 e medidas as direções $r_{1,N}$, $r_{1,2}$, $r_{2,N}$ e $r_{2,1}$, calcula-se o Azimute $t_{1,2}$ e distâncias a partir das coordenadas desses vértices.

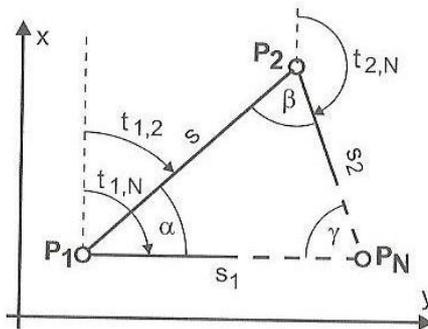


Figura 3.3: Interseção a Vante por meio dos ângulos horizontais α e β . Fonte: GRUBER e JOECKEL (2011).

A partir das direções horizontais medidas com a Estação Total, obtêm-se os ângulos triangulares α e β .

$$\alpha = r_{1,N} - r_{1,2} \tag{3.5}$$

$$\beta = r_{2,1} - r_{2,N} \tag{3.6}$$

Desta forma é possível calcular os azimutes dos alinhamentos dos vértices conhecidos para o ponto PN, apresentados a seguir:

$$t_{1,N} = t_{1,2} + \alpha \tag{3.7}$$

$$t_{2,N} = t_{1,2} \pm 180^\circ - \beta \tag{3.8}$$

Este método de interseção a vante permite duas soluções analíticas. A primeira emprega a Lei dos Senos para os cálculos das distâncias formadas entre os vértices conhecidos e o ponto PN:

$$s_1 = \frac{s}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \cdot \text{sen}\beta \tag{3.9}$$

$$s_2 = \frac{s}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \cdot \text{sen}\alpha \tag{3.10}$$

Com os azimutes e distâncias calculadas a partir do vértice P1 é possível por meio do Transporte de Coordenadas determinar as coordenadas do ponto PN, apresentadas nas equações a seguir:

$$y_N = y_1 + s_1 \cdot \text{sen} t_{1,N} \tag{3.11}$$

$$x_N = x_1 + s_1 \cdot \cos t_{1,N} \quad (3.12)$$

Para o controle dos cálculos realizados, pode-se determinar o ponto PN a partir do vértice P2 (Figura 3.3), equações :

$$y_N = y_2 + s_2 \cdot \sin t_{2,N} \quad (3.13)$$

$$x_N = x_2 + s_2 \cdot \cos t_{2,N} \quad (3.14)$$

A segunda solução analítica do método da interseção a vante é dada pela interseção de duas retas. Desta forma as coordenadas do ponto PN são calculadas pelas equações:

$$y_N = y_1 + (x_N - x_1) \cdot \tan t_{1,N} \quad (3.15)$$

$$x_N = x_1 + \frac{(y_2 - y_1) - (x_2 - x_1) \cdot \tan t_{2,N}}{\tan t_{1,N} - \tan t_{2,N}} \quad (3.16)$$

Para o controle dos cálculos realizados, pode-se determinar o ponto PN a partir das equações a seguir:

$$y_N = y_2 + (x_N - x_2) \cdot \tan t_{2,N} \quad (3.17)$$

$$x_N = x_2 + \frac{(y_2 - y_1) - (x_2 - x_1) \cdot \tan t_{1,N}}{\tan t_{1,N} - \tan t_{2,N}} \quad (3.18)$$

3.2.1.2 Interseção a Vante por meio de Ângulos Azimutais

Neste caso os vértices P1 e P2 não são intervisíveis entre si, sendo assim é necessário que existam vértices conhecidos no entorno dos vértices P1 e P2, na Figura 3.4 representados por P3 e P4, para que possam ser determinados os ângulos de orientação (ângulos azimutais). Dadas as coordenadas dos vértices $P_1(y_1, x_1)$, $P_2(y_2, x_2)$, $P_3(y_3, x_3)$ e $P_4(y_4, x_4)$ (Figura 3.4) e medidas as direções $r_{1,N}$, $r_{1,3}$, $r_{2,N}$ e $r_{2,4}$, calculam-se os ângulos azimutais a partir das equações:

$$t_{1,N} = t_{1,3} + (r_{1,N} - r_{1,3}) \quad (3.19)$$

$$t_{2,N} = t_{2,4} + (r_{2,N} - r_{2,4}) \quad (3.20)$$

A partir das equações (3.19) e (3.20), obtêm-se os ângulos α e β :

$$\alpha = t_{1,N} - t_{1,2} \tag{3.21}$$

$$\beta = t_{2,1} - t_{2,N} \tag{3.22}$$

Os cálculos restantes são realizados como descritos anteriormente no item 3.2.1.1.

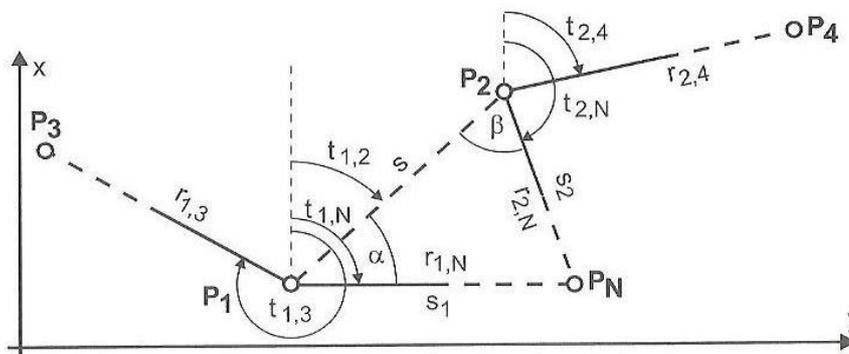


Figura 3.4: Interseção a vante por meio dos ângulos direcionais. Fonte: GRUBER e JOECKEL (2011).

A seguir serão abordados sobre o ajustamento e controle de qualidade do método da interseção a vante.

3.2.1.3 Ajustamento e Controle de Qualidade do Método da Interseção a Vante 2D

Neste item serão abordados o Método dos Mínimos Quadrados adotado neste trabalho, que foi o método paramétrico, bem como sua sequência de cálculo e acurácia de acordo com ((GEMAEL, 1994), (DALMOLIN, 2002), (ROMÃO, 2009) e (KAHMEN e FAIG, 1988).

3.2.1.3.1 Introdução

Modelo de Ajustamento pelo Método Paramétrico

O ajustamento das observações é realizado pelo modelo paramétrico, também conhecido como de modelo das equações de observação, quando os valores observados ajustados podem ser escritos como função explícita dos parâmetros ajustados, isto é, quando se verifica o modelo matemático, descrito na equação (3.23).

Equações de observação

O modelo matemático do método paramétrico é dado por (GEMAEL, 1994) pelas equações descritas a seguir:

$$L_a = F(X_a) \quad (3.23)$$

O vetor dos valores observados ajustados L_a vem da soma do vetor dos valores observados L_b com o vetor dos resíduos V e é expresso da seguinte forma:

$$L_a = L_b + V \quad (3.24)$$

Onde:

L_b : Vetor dos valores observados;

V : Vetor dos resíduos;

L_a : Vetor dos valores observados ajustados.

O vetor correção é dado por:

$$X_a = X_0 + X \quad (3.25)$$

Onde,

X_0 : vetor de parâmetros aproximados;

X : Vetor correção;

X_a : Vetor dos parâmetros ajustados.

A partir do valor estimado para o parâmetro X_0 obtêm-se, respectivamente, as estimativas das observações ajustadas L_a e resíduos V . O valor ajustado das observações é dado pela equação (3.24).

Seja $L_a = F(X_a)$, substituindo o primeiro membro pela equação (3.24) e linearizando o segundo com a fórmula de TAYLOR, obtém-se:

$$L_b + V = F(X_0 + X) \approx F(X_0) + \frac{\delta F}{\delta X_a} |_{X_a=X_0}(X) = 0 \quad (3.26)$$

Designando a função dos parâmetros aproximados por L_0 :

$$L_0 = F(X_0), \quad (3.27)$$

e a matriz das derivadas parciais por A:

$$A = \left. \frac{\delta F}{\delta X_a} \right|_{x_0} \quad (3.28)$$

a equação $L_b + V = F(X_0 + X) \approx F(X_0) + \left. \frac{\delta F}{\delta X_a} \right|_{x_0} (X) = 0$ é escrita sucessivamente por:

$$L_b + V = L_0 + AX;$$

$$V = AX + L_0 - L_b$$

E, finalmente fazendo,

$$L = L_0 - L_b \quad (3.29)$$

é obtido o modelo matemático linearizado dos métodos dos parâmetros:

$$n \begin{matrix} V \\ 1 \end{matrix} = n \begin{matrix} A \\ u \end{matrix} n \begin{matrix} X \\ 1 \end{matrix} + n \begin{matrix} L \\ 1 \end{matrix} \quad (3.30)$$

Os detalhes do desenvolvimento matemático do modelo paramétrico, desde a sua linearização até a forma quadrática minimizada, podem ser encontradas na literatura específica, por exemplo: GEMAEL (1994) e DALMOLIN (2002).

Os elementos da matriz A são formados pela derivada da equação de observação em relação aos parâmetros. Após a minimização na forma quadrática fundamental $V^T P V$ que caracteriza o Método dos Mínimos Quadrados e com algumas manipulações algébricas (GEMAEL, 1994), obtém-se a solução do sistema de equações normais. As equações normais evidenciam a importância da matriz dos pesos P no processo de ajustamento.

A relação entre parâmetros e observações deve existir de modo que os ângulos horizontais possam ser ajustados pelo modelo paramétrico do Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). Este modelo é utilizado para estimar valores que se encontram vinculados às observações (GEMAEL, 1994).

Matriz Variância-Covariância

Para GEMAEL (1994), antes do ajustamento se necessita estimar a precisão das medidas efetuadas para compor a matriz das covariâncias dos valores observados $\sum L_b$ e a partir da variância de unidade de peso *a priori* σ_0^2 .

$$P = \sigma_0^2 (\sum L_b^{-1}) \quad (3.31)$$

Considerando-se que as observações são não correlacionadas para uma interseção a vante a matriz P é uma matriz diagonal, sendo os elementos da diagonal principal calculados pelo inverso do quadrado da precisão dos alinhamentos formados. Apresenta-se a seguir a matriz dos pesos.

$$P = \sigma_0^2 \begin{bmatrix} 1/\sigma_1^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 1/\sigma_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

A Matriz das covariâncias $\sum X_a$ do vetor dos parâmetros ajustados A se obtém multiplicando a variância *a priori* σ_0^2 pelo inverso da matriz N dada por $A^T P A$, quando esta admitir a inversa ordinária, e se escreve:

$$\sum X_a = \sigma_0^2 (A^T P A)^{-1} \quad (3.33)$$

A Variância da Observação de Peso Unitário a Posteriori é dada pela equação:

$$\sigma_0^2 = \frac{(V^T P V)}{n - u} \quad (3.34)$$

No método paramétrico de ajustamento das observações, mede-se e estima-se $(L, \sum L)$ e a partir destes estima-se $(X, \sum X)$, que representam os parâmetros e sua precisão (DALMOLIN, 2004).

Para obter medidas de qualidade dos resultados da estimativa de mínimos quadrados, uma descrição qualitativa dos dados de entrada deve fazer parte do modelo. Tal descrição é de natureza probabilística, haja vista que as medidas, quando repetidas, sob circunstâncias similares, podem ser descritas com boa aproximação, por uma variável aleatória (MONICO, 2000).

3.2.1.3.2 Sequência de Cálculos para o Ajustamento Paramétrico

Conhecidas as coordenadas de 2 (dois) vértices P1 e P2 e realizadas as medições angulares e lineares para a determinação por interseção a vante PN a partir do modelo paramétrico do Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). Deseja-se calcular as coordenadas ajustadas do vértice PN bem como a qualidade dessas coordenadas, das observações ajustadas e dos resíduos.

Considerando a precisão linear da Estação Total, utilizada neste trabalho de 5mm + 5 ppm e a precisão angular de 5 segundos e as observações realizadas em campo, empregou-se a seguinte sequência de cálculo para o ajustamento:

1) Cálculo dos parâmetros aproximados e definição das equações de observação

As coordenadas aproximadas do vértice PN foram calculadas a partir das equações descritas no item 3.2.1.1. As equações de observações são dadas por:

$$D_1^0 = [(X_{N_0} - X_1)^2 + (Y_{N_0} - Y_1)^2]^{1/2}$$

$$D_2^0 = [(X_{N_0} - X_2)^2 + (Y_{N_0} - Y_2)^2]^{1/2}$$

$$\alpha = \arctg \frac{Y_{N_0} - Y_1}{X_{N_0} - X_1} - \arctg \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}$$

$$\beta = \arctg \frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1} - \arctg \frac{Y_{N_0} - Y_2}{X_{N_0} - X_2}$$

2) Linearização das Equações de Observação

$$AX + L = V$$

a) Cálculo da matriz L

$$L = L_0 - L_B$$

L_B = vetor das observações

L_0 = vetor das observações calculadas a partir de valores aproximados dos parâmetros

b) Cálculo da matriz A (coeficiente das incógnitas)

$$a_{11} = \frac{X_2 - X_{N_2}}{D_2^0}$$

$$a_{12} = \frac{Y_2 - Y_{N_2}}{D_2^0}$$

$$a_{21} = \frac{X_1 - X_{N_1}}{D_1^0}$$

$$a_{22} = \frac{Y_1 - Y_{N_1}}{D_1^0}$$

$$a_{31} = \frac{Y_{N_2} - Y_2}{(D_2^0)^2} \cdot 180/\pi$$

$$a_{32} = \frac{X_{N_2} - X_2}{(D_2^0)^2} \cdot 180/\pi$$

$$a_{41} = \frac{Y_{N_1} - Y_1}{(D_1^0)^2} \cdot 180/\pi$$

$$a_{42} = \frac{X_{N_1} - X_1}{(D_1^0)^2} \cdot 180/\pi$$

Da matriz **A** calcula-se sua matriz transposta **A^T**.

3) Aplicação do MMQ e formação das equações normais

a) Cálculo da matriz de peso

$$P = Q^{-1} = \sigma_0^2 \sum L_b^{-1} \text{ onde } \sigma_0^2 = 1 \text{ e representa a variância a priori}$$

Considerando que as observações não são correlacionadas a matriz P é uma matriz diagonal, sendo os elementos da diagonal principal calculados pelo inverso do quadrado da precisão dos alinhamentos formados.

b) Cálculo de $N^{-1} = (A^T P A)^{-1}$

c) Cálculo de $A^T P L$

d) Cálculo das equações normais $X = -(A^T P A)^{-1} A^T P L$

4) Estimação do vetor dos parâmetros corrigidos $X_a = X_0 + X$

Unidade em (m).

Assim, determina-se as coordenadas ajustadas do vértice PN.

5) Cálculo dos resíduos $V = AX + L$

Unidade em (m).

6) Cálculo das observações ajustadas $L_a = L_b + V$

Unidade em (m).

7) Cálculo da variância da observação de peso unitário (a posteriori)

$$\sigma_0^2 = \frac{V^T P V}{n - u}$$

n = número de observações

u = número de incógnitas

8) Teste de qualidade do ajustamento

Usando-se a distribuição do Qui-quadrado (χ^2) com $n-u$ graus de liberdade e nível de confiança de 95%. Compara-se o valor da tabela da distribuição Qui-quadrada com o valor calculado, que é dado por:

$$T = \frac{\bar{\chi}^2}{\sigma_0^2} \cdot (n - u) / \sigma_0^2$$

Se o valor calculado for maior que o valor extarído da tabela do Qui-quadrado o teste é aceito.

9) Cálculo da matriz Variância – Covariância dos parâmetros ajustados

$$\sum X_{\alpha} = \sum X = \bar{\sigma}_0^2 N^{-1}$$

Unidade em (m²).

10) Cálculo da matriz Variância – Covariância das observações ajustadas

$$\sum L_{\alpha} = A \sum X A^T$$

Unidade em (m²).

11) Cálculo da matriz Variância – Covariância dos resíduos

a) Matriz Variância – Covariância das observações

$$\sum L_b = \sigma_0^2 P^{-1}$$

b) Matriz Variância – Covariância dos resíduos

$$\sum V = \sum L_b - \sum L_{\alpha}$$

Unidade em (m²).

3.2.1.3.3 Acurácia da Interseção

A acurácia é dependente do ângulo de interseção γ Figura 3.5.

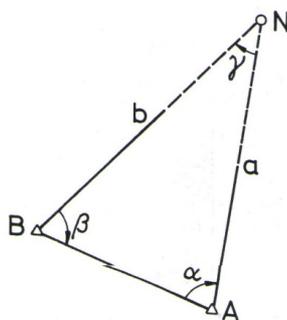


Figura 3.5 – Interseção a vante por meio dos ângulos horizontais α e β . Fonte: KAHMEN e FAIG (1988).

Desvio padrão de um ponto N

$$s_N = \frac{1}{\text{sen}\gamma} \cdot \sqrt{a^2 + b^2} \cdot s_{r_0} \quad (3.35)$$

O melhor valor para γ é aproximadamente 109° (ocorre quando existe um ordenamento de medição simétrico)

s_{r_0} é igual ao desvio padrão dos ângulos α e β .

3.2.2 Método da Interseção a Ré 2D

Em Kahmen (2005), Jordan (1944), Wolf e Ghilani (2006) e Espartel (1980) são apresentados os métodos terrestres de medição e respectivos cálculos de ajustamento. Para um maior aprofundamento, recomendam-se suas leituras.

Em Tarek et al. (2010) e Silva et al. (2012) são apresentados os métodos clássicos de georreferenciamento de uma Estação Total e a determinação do vértice ocupado por esta por meio de métodos que envolvem resseções espaciais com cálculos diretos ou usando os *softwares* embutidos da própria Estação Total.

O método da interseção a ré pode ser subdividido em três situações, apresentadas a seguir. Estas se caracterizam de acordo com o tipo de observações que são realizadas para a determinação do vértice desconhecido: interseção por meio de medição de direções, interseção por meio de medição de distâncias e interseção por meio de medições combinadas de direção e distância.

3.2.2.1 Interseção por meio de Medição de Direções

Neste método são realizadas apenas medição de direções a pelo menos três pontos conhecidos e localizados ao redor da área (Figura 3.5). Os mesmos podem ser acessíveis ou inacessíveis. A solução geométrica é a interseção de três retas. Este método é denominado de interseção a ré.

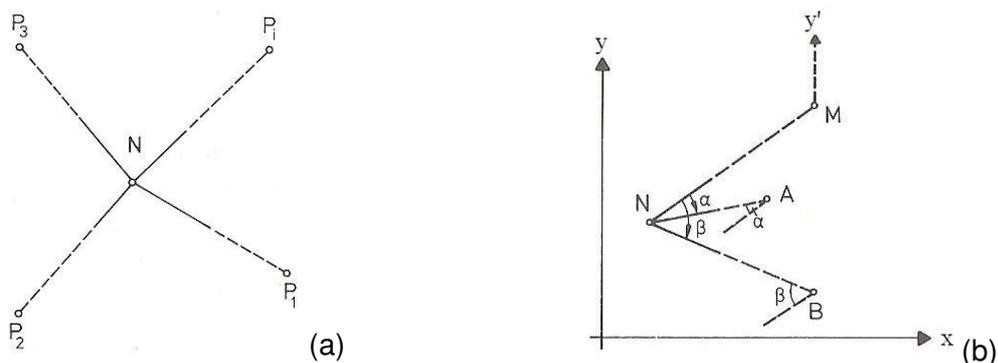


Figura 3.6 – Interseção a ré. (a) Caso geral. (b) Com dois ângulos α e β . Fonte: KAHMEN (1997).

Na Figura 3.6 (a) o vértice desconhecido é representado por N e os pontos P_1, P_2, P_3 e P_i representam os vértices conhecidos. Na Figura 3.6 (b) o vértice desconhecido é representado por N e os vértices M, A e B representam os vértices conhecidos. Os ângulos α e β são obtidos a partir das medições de direção do vértice N para os demais vértices M, A e B.

A seguir será descrita a solução apresentada em Kahmen (1997), a qual é realizada com o auxílio de um sistema local x' e y' Figura 3.6 (b) de eixos coordenados paralelo ao sistema original x e y , cuja origem é definida no vértice M.

Interseção a Ré a partir da interseção de três retas quando se tem três pontos fixos (M, A, B) e são medidas as direções a partir de N, vértice que se quer determinar. A formulação matemática está descrita a seguir. Para facilitar serão definidas direções e coordenadas relativas à M. A Figura 3.5 (b) representa a Interseção a Ré com dois ângulos.

Inicialmente são calculados os ângulos α e β a partir das direções observadas r_A, r_M e r_B :

$$r_A - r_M = r'_A = \alpha; \tag{3.36}$$

$$r_B - r_M = r'_B = \beta. \tag{3.37}$$

Em seguida são calculadas as coordenada dos vértices A e B no sistema local x' e y' de acordo com as equações:

$$Y_i - Y_M = Y'_i; \tag{3.38}$$

$$X_i - X_M = X'_i. \tag{3.39}$$

Logo após determina-se os azimutes AN e BN a partir do azimute do alinhamento MN e dos ângulos α e β calculados anteriormente:

$$AN = MN + \alpha; \quad (3.40)$$

$$BN = MN + \beta. \quad (3.41)$$

As equações a seguir representam as equações de três retas em função das tangentes direcionais das mesmas:

$$tgMN = \frac{X_N - X_M}{Y_N - Y_M} \quad (3.42)$$

$$X_N = X_M + (Y_N - Y_M)tgMN \quad (3.43)$$

$$tgAN = \frac{X_N - X_A}{Y_N - Y_A} \quad (3.44)$$

$$X_N = X_A + (Y_N - Y_A)tgAN \quad (3.45)$$

$$tgBN = \frac{X_N - X_B}{Y_N - Y_B} \quad (3.46)$$

$$X_N = X_B + (Y_N - Y_B)tgBN \quad (3.47)$$

As equações das retas são, então, definidas no sistema local x' e y' :

$$X'_N = Y'_N tgMN \quad (3.48)$$

$$X'_N = X'_A + (Y'_N - Y'_A)tg(MN + \alpha) \quad (3.49)$$

$$X'_N = X'_B + (Y'_N - Y'_B)tg(MN + \beta) \quad (3.50)$$

Igualando-se as equações, determinam-se as coordenadas Y'_N do vértice desconhecido N:

$$Y'_N tgMN = X'_A + (Y'_N - Y'_A)tg(MN + \alpha) \quad (3.51)$$

Daí tem-se:

$$Y'_N = \frac{X'_A - Y'_A tg(MN + \alpha)}{tgMN - tg(MN + \alpha)} \quad (3.52)$$

Igualando-se as equações, determinam-se as coordenadas Y'_N do vértice desconhecido N:

$$Y'_N \operatorname{tg}MN = X'_B + (Y'_N - Y'_B) \operatorname{tg}(MN + \beta) \quad (3.53)$$

Daí tem-se:

$$Y'_N = \frac{X'_B - Y'_B \operatorname{tg}(MN + \beta)}{\operatorname{tg}MN - \operatorname{tg}(MN + \beta)} \quad (3.54)$$

Usando a propriedade trigonométrica: $\operatorname{tg}(a + b) = \frac{\operatorname{tga} + \operatorname{tg}b}{1 - \operatorname{tga} \operatorname{tg}b}$, tem-se :

$$\operatorname{tg}(MN + \beta) = \frac{\operatorname{tg}MN + \operatorname{tg}\beta}{1 - \operatorname{tg}MN \operatorname{tg}\beta} \quad (3.55)$$

$$\operatorname{tg}(MN + \alpha) = \frac{\operatorname{tg}MN + \operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}MN \operatorname{tg}\alpha} \quad (3.56)$$

$$\operatorname{tg}(MN + \alpha) = \frac{\operatorname{tg}MN + \operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}MN \operatorname{tg}\alpha} \quad (3.57)$$

Substituindo (3.56) em (3.52), tem-se:

$$Y'_N = \frac{X'_A - Y'_A \left(\frac{\operatorname{tg}MN + \operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}MN \operatorname{tg}\alpha} \right)}{\operatorname{tg}MN - \left(\frac{\operatorname{tg}MN + \operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}MN \operatorname{tg}\alpha} \right)} \quad (3.58)$$

onde

$$Y'_N = \frac{\operatorname{tg}MN(Y'_A \operatorname{cotg}\alpha + X'_A) + Y'_A - X'_A \operatorname{cotg}\alpha}{1 + (\operatorname{tg}MN)^2} \quad (3.59)$$

Substituindo (3.55) em (3.54), tem-se:

$$Y'_N = \frac{\operatorname{tg}MN(Y'_B \operatorname{cotg}\beta + X'_B) + Y'_B - X'_B \operatorname{cotg}\beta}{1 + (\operatorname{tg}MN)^2} \quad (3.60)$$

A equação (3.58) é igual a equação (3.59), então $\operatorname{tg}MN$ é da por:

$$tgMN = \frac{Y'_B - X'_B \cotg\beta - Y'_A + X'_A \cotg\alpha}{Y'_A \cotg\alpha + X'_A - Y'_B \cotg\beta - X'_B} \quad (3.61)$$

Finalmente, substituem-se as coordenadas determinadas no sistema local nas equações (3.62) e (3.63) e calculam-se as respectivas coordenadas no sistema original x e y:

$$\text{Então: } Y_N = Y'_N + Y_M \quad (3.62)$$

$$X_N = X'_N + X_M \quad (3.63)$$

Em Espartel (1980) o método da interseção a ré é denominado do problema de Pothenet ou problema dos três pontos ou problema da carta, o qual se fundamenta na medição dos ângulos compostos pelas visadas direcionadas a três pontos conhecidos a partir de um ponto, determinando as suas coordenadas. Além disso, apresenta também a solução gráfica do método.

Em Penã (2002) é apresentado à solução tridimensional para a realização desse método. O método da Interseção a Ré é composto pelo estabelecimento das coordenadas X, Y e Z que originam a posição planialtimétrica de pontos, mediante observações de ângulos executados destes pontos a no mínimo três pontos geodésicos com coordenadas conhecidas.

3.2.2.2 Interseção por meio de Medição de Distâncias

Neste método são realizadas apenas medições lineares a pelo menos dois vértices conhecidos. Este método é denominado de bilateração quando são utilizados dois vértices conhecidos. Na Figura 3.7 (a) o vértice desconhecido é representado por N e os vértices P_1 , P_2 e P_i representam os vértices conhecidos.

A solução geométrica é obtida pela interseção de dois círculos, cujos centros são definidos pelos pontos fixos P_1 e P_2 (Figura 3.7 (b)) e cujos raios s_1 e s_2 são representados pela distância entre os pontos fixos ao vértice N ocupado pela Estação Total.

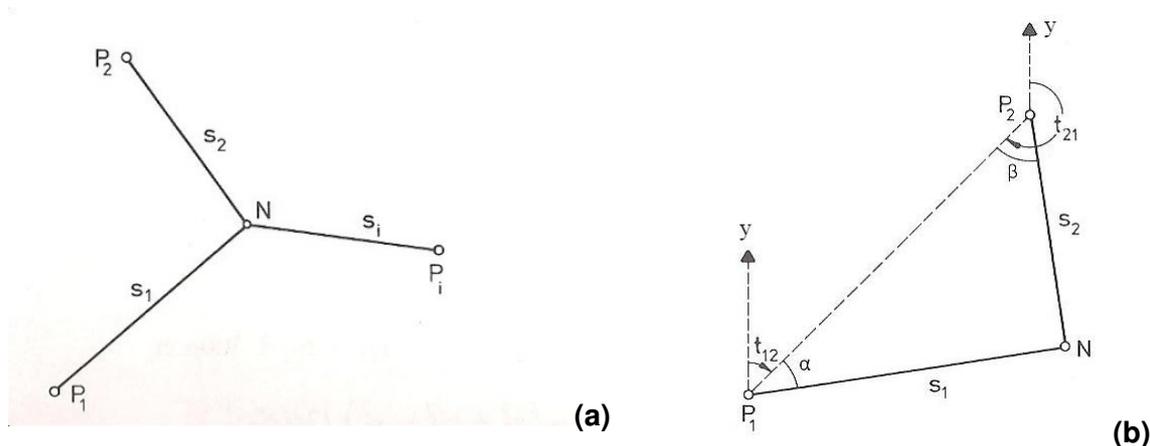


Figura 3.7 – Interseção por meio de medição de distâncias. (a) Caso geral. (b) Com dois vértices conhecidos P_1 e P_2 . Fonte: KAHMEN (1997).

Para se aprofundar nesse método e verificar a formulação matemática do mesmo recomenda-se (KAHMEN e FAIG, 1988) ou (KAHMEN, 1997) e (JORDAN, 1944), (ESPARTEL, 1980), (WOLF E GHILANI, 2006) e (ERBA et al., 2005).

3.2.2.3 Interseção por meio de Medições Combinadas de direção e distância

A interseção por meio de medições combinadas de direção e distância pode ser processada por ajustamento pelo MMQ (GEMAEL, 1994), (WOLF e GHILANI, 2006) e com emprego da transformação de similaridade entre coordenadas como desenvolvido em (KAHMEN e FAIG, 1988) ou (KAHMEN, 1997) e (JORDAN, 1994).

(a) Método da Estação Livre

O método da estação livre é empregado quando se deseja determinar as coordenadas do vértice topográfico sob o qual uma Estação Total ou taqueômetro eletrônico está instalado. Para isso é necessário que sejam medidos dois pontos de coordenadas conhecidas. A formulação matemática desse método está descrita em (ERBA et al., 2005).

A Figura 3.8 apresenta os elementos geométricos dados (as coordenadas dos pontos topográficos B e E), medidos em campo (o ângulo β e a distância reduzida ao horizonte D_{EA} obtida através da distância inclinada medida e do ângulo vertical medido) e os elementos procurados (as coordenadas planimétricas do ponto topográfico A).

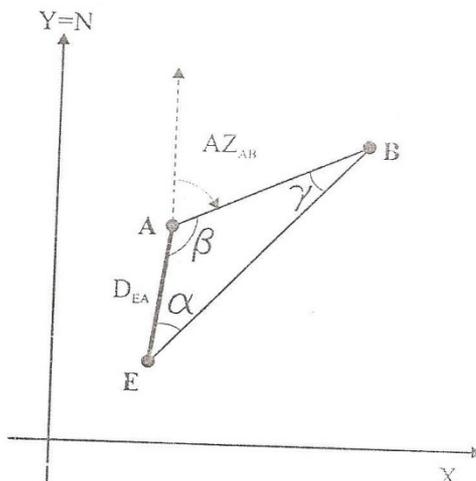


Figura 3.8 – Método da Estação Livre. Fonte: ERBA et al. (2005).

Para se aprofundar no método da estação livre recomenda-se (JORDAN, 1944) e (KAHMEN, 1997).

(b) Método da Transformação de Similaridade entre Coordenadas

Como a própria Estação Total realiza um Sistema de Coordenadas Polares, estas podem ser transformadas em coordenadas cartesianas. Todos os pontos medidos estarão definidos em um Sistema Local, assim como o próprio centro do equipamento, que para facilitar nos cálculos poderá representar a origem (0,0) deste Sistema Local. Os pontos materializados ao redor e conhecidos em um Sistema de Referência Superior ajudarão a definir os parâmetros de transformação que no caso 2D são os parâmetros de translação (x_0, y_0), o parâmetro de rotação φ e o fator de escala (m) apresentados na Figura 3.8. A solução está definida quando pelo menos dois pontos são conhecidos e identificados nos dois sistemas.

As Figuras 3.9 (a) e 3.9 (b) apresentam dois casos de transformação de similaridade. Na Figura 3.9 (a) o vértice ocupado pela Estação Total está em A sobre um ponto de coordenadas conhecidas e na Figura 3.9 (b) o vértice ocupado pela Estação Total coincide com a origem do Sistema de Coordenadas Local.

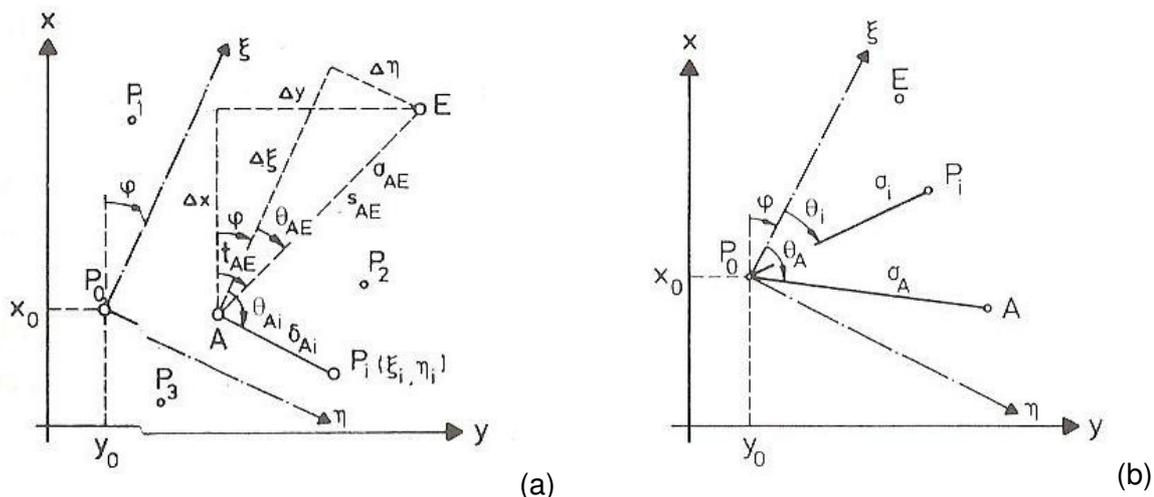


Figura 3.9 – Transformação de coordenadas – 2D. (a) Caso geral. (b) Origem do Sistema de Medição coincide com a origem do Sistema Local. Fonte: KAHMEN (1997).

3.2.2.4 Controle de Qualidade do Método da Interseção a Ré 2D

Neste trabalho os cálculos de ajustamento realizados para a obtenção da qualidade do vértice ocupado pela Estação Total seguem a mesma sequência de passos descritas no item 3.2.1.3.2. A partir dos elementos medidos α e D_{EA} , no caso da interseção a ré por meio de medições combinadas de ângulo e distância (Figura 3.7), foram calculados os elementos angulares e lineares restantes da composição do triângulo: γ , β , D_{EB} e D_{AB} e utilizados no ajustamento. Assim o vértice ocupado pela Estação Total tem suas coordenadas ajustadas determinadas conforme o item acima descrito, ou seja, a partir dos ângulos α e β e da distância D_{AB} determinou-se E.

3.3 Métodos de Nivelamento

A altimetria reproduz a verdadeira forma do terreno e métodos de nivelamentos são empregados para o estabelecimento das diferenças de nível (JORDAN,1944). O nivelamento geométrico é utilizado no estabelecimento de alturas precisas e o trigonométrico é aplicado na determinação de diferenças de alturas como na obtenção de altura de uma torre ou áreas montanhosas.

3.3.1 Nivelamento Trigonométrico

Caracteriza-se como nivelamento trigonométrico a transferência altimétrica realizada por meio de medições de ângulos zenitais e de distâncias inclinadas e/ou reduzidas ao

horizonte. O nivelamento trigonométrico pode ser abordado a seguir envolvendo distâncias curtas e distâncias longas.

3.3.1.1 Distâncias Curtas

Para a determinação da diferença de altura entre dois pontos A e B, deve ser fornecido a distância horizontal (S^H) entre os dois pontos ou a distância inclinada (S^R), assim como a medição do ângulo zenital (z) também conhecido como ângulo vertical. A Figura 3.9 mostra a resolução com um triângulo retângulo vertical, onde:

$$\Delta H = H_2 - H_1 = S^H \cot z + i - t \quad (3.64)$$

ou

$$\Delta H = H_2 - H_1 = S^R \cos z + i - t \quad (3.65)$$

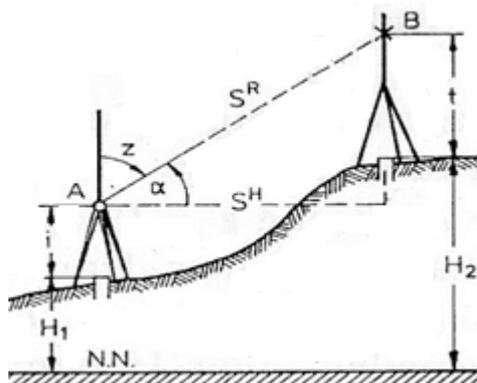


Figura 3.10 - Nivelamento Trigonométrico. Fonte: KAHMEN (2005).

Uma vantagem da determinação da altura trigonométrica é a sua empregabilidade em pontos que são inacessíveis, por exemplo, torres de igreja, pontos altos de obras civis. Nesses pontos não são possíveis medir a distância horizontal “ α ” a um vértice localizado no chão. Desta forma a distância horizontal “ α ” deve ser determinada indiretamente a partir da ajuda de um triângulo plano horizontal como mostrado na Figura 3.10. Para a obtenção da distância horizontal “ α ” coloca-se próximo ao vértice uma base AB, da qual a partir de seus pontos extremos seja intervisível o ponto alto T. A partir da medição do ângulo vertical z_f em duas posições distintas da luneta, possibilita-se realizar controles a partir de uma abundância de observações.

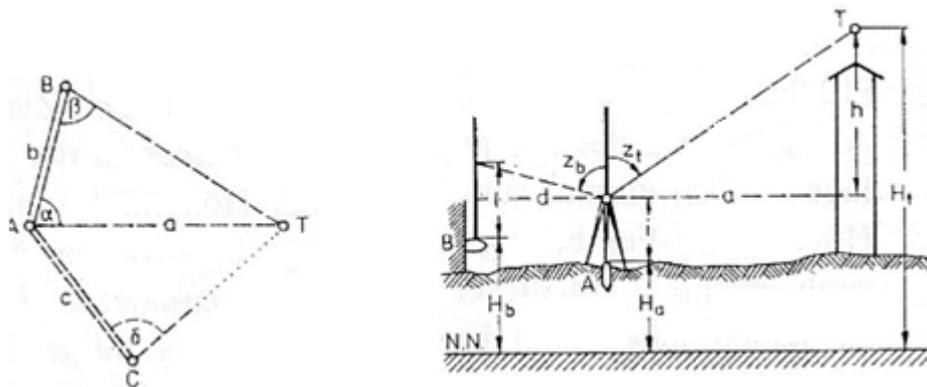


Figura 3.11 - Nivelamento Trigonométrico de pontos inacessíveis. Fonte: KAHMEN (2005).

A Figura 3.12 ilustra a determinação altimétrica do ponto P_i a partir das altitudes H_A e H_B .

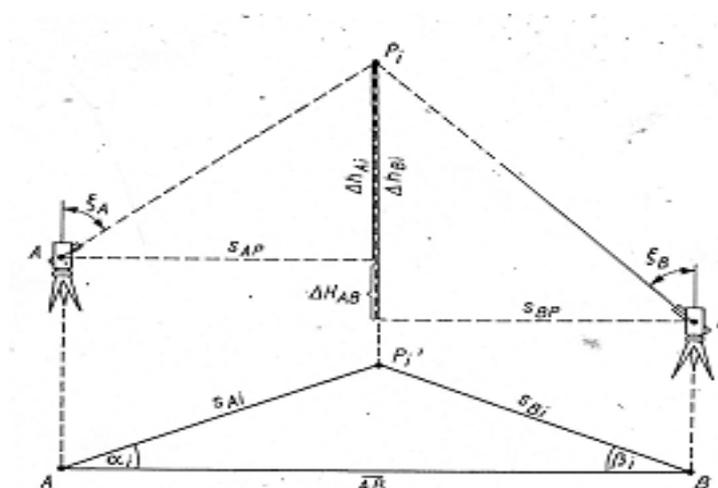


Figura 3.12 – Princípio de determinação da altura – nivelamento trigonométrico. Fonte: SCHUTZE (1989).

A altura do ponto P_i pode ser calculada usando as fórmulas abaixo:

$$H_{P_i} = H_A + S_A \cot g \zeta_A = \frac{AB \operatorname{sen} \beta \cot g \zeta_A}{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)} + H_A \quad (3.66)$$

$$H_{P_i} = H_B + S_B \cot g \zeta_B = \frac{AB \operatorname{sen} \alpha \cot g \zeta_B}{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)} + H_B \quad (3.67)$$

A partir dos valores obtidos nas equações (3.66) e (3.67), calcula-se o H_{P_i} médio:

$$H_{P_i} = \frac{H_N(A) + H_N(B)}{2} \quad (3.68)$$

A Figura 3.13 ilustra uma situação idêntica à aplicada neste trabalho. A partir dos vértices A e B, determina-se o alvo alto T com a ajuda do triângulo plano horizontal ABT:

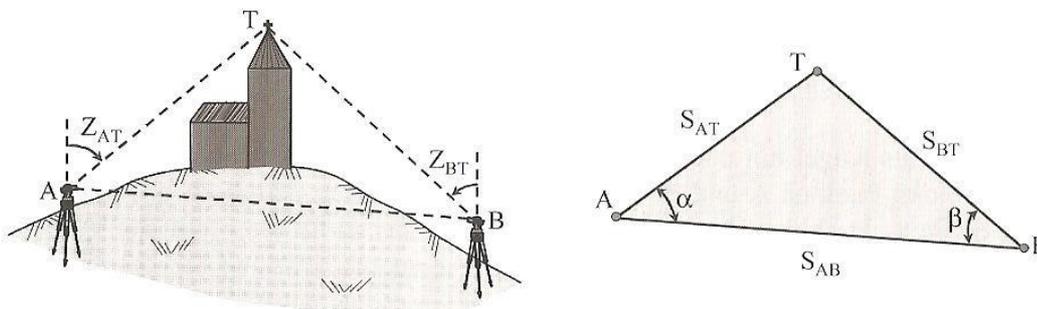


Figura 3.13- Nivelamento Trigonométrico de pontos inacessíveis. Fonte: RESNIK; BILL (2003).

A precisão do transporte de altura por meio do nivelamento trigonométrico é essencialmente dependente dos ângulos medidos, das alturas do instrumento e do alvo, assim como da refração atmosférica. A influência dos erros de altura instrumentais sobre o transporte de altura é independente da distância e pode para distâncias curtas ter um importante consideração. A influência do erro angular e da refração aumentam inversamente proporcional com a distância e respectivamente proporcional com o quadrado da distância. Estimativas mostram que com instalações muito boas já para distâncias de 1km a 2km surgem influências da refração. Concluindo-se pode se dizer que os desvios padrão para medições cuidadosamente realizadas, obtêm-se para cada diferença altimétrica em distâncias de até 1000m um valor na faixa de alguns centímetros (RESNIK e BILL, 2003).

3.3.1.2 Distâncias Longas

Segundo Kahmen e Faig (1988) no nivelamento trigonométrico com grandes distâncias é imprescindível considerar a influência da curvatura terrestre e da refração atmosférica. A Figura 3.14 apresenta a influência da curvatura terrestre e da refração atmosférica sem considerar a altura do instrumento.

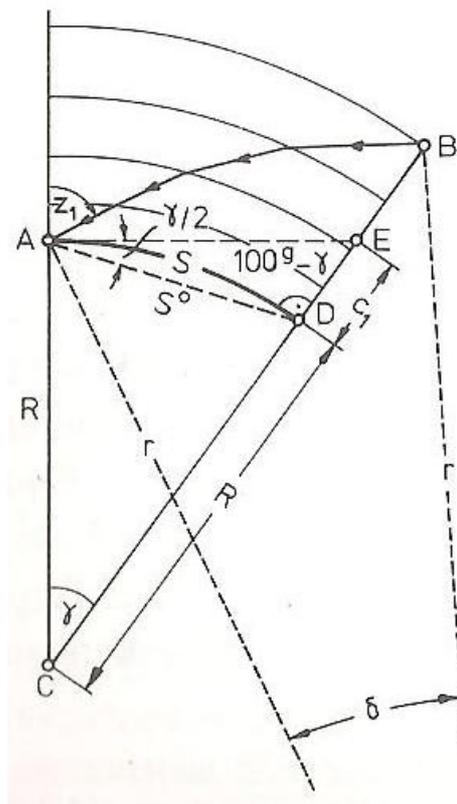


Figura 3.14 – Influência da curvatura terrestre e refração atmosférica. Fonte: KAHMEN e FAIG (1988).

Onde c_1 é o erro de curvatura da terra e é dado por:

$$c_1 = \frac{S \operatorname{sen} \gamma/2}{\operatorname{sen} (\pi/2 - \gamma)} = \frac{S \operatorname{sen} \gamma/2}{\operatorname{cos} \gamma} \approx \frac{S \gamma/2}{1 + \dots} \approx \frac{S^2}{2R} + \dots \quad (3.69)$$

Obtendo-se c_1 através da fórmula (3.69) encontra-se $c_1 = 0.8$ mm para uma distância de 100m. Para uma distância de 1000m obtém-se $c_1 = 7.9$ cm e para uma distância de 10 km obtém-se $c_1 = 7.9$ m.

A refração é consequência da diminuição do ar com o aumento da altura. A Figura 3.15 representa a influência da refração atmosférica no nivelamento trigonométrico, onde c_2 é a correção da refração atmosférica.

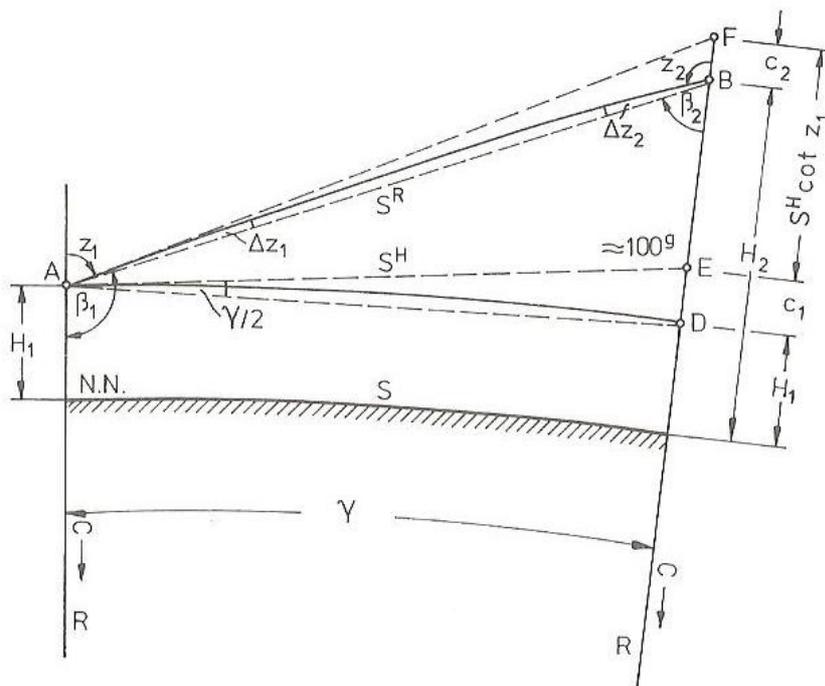


Figura 3.15 – Refração nas alturas trigonométricas. Fonte: KAHMEN e FAIG (1988).

O coeficiente de refração $k = R/r$, sendo $r \approx 8R$. Assim, sem perda de precisão as seguintes distâncias são consideradas iguais:

$$AD \approx AE \approx AB \approx AF \approx S.$$

Com $\Delta z_1 = \frac{1}{2} \delta$ tem-se:

$$c_2 \approx \frac{S^2}{2r} \approx \frac{kS^2}{2R} \tag{3.70}$$

A refração provoca uma redução em torno de 1/8 para o efeito da curvatura terrestre. O coeficiente de refração k é influenciado pela densidade do ar, pressão do ar, temperatura e humidade. Geralmente, o coeficiente de refração k é de aproximadamente 0.13. Portanto, o coeficiente de refração k é afetado pelas variações de região e do tempo chegando a atingir $\pm 0,04$. Durante um dia as variações de k são importantes, ocorrendo mudanças no período da tarde. As variações são maiores próximas às superfícies de água, florestas e distritos industriais, sendo menores para regiões altas ou acima das árvores.

Adicionando c_1 e c_2 a equação (3.64) encontrar-se-á:

$$\Delta H = H_2 - H_1 = S^H \cot z + (1 - k) \frac{S^H^2}{2R} + i - t \quad (3.71)$$

Com $k = 0,13$ e $R \approx 6370$ km.

3.3.1.3 Controle de Qualidade do Nivelamento Trigonométrico

O controle de qualidade do nivelamento trigonométrico é realizado através do cálculo das médias das altitudes \bar{X} onde:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (3.72)$$

A seguir será apresentada a sequência de passos descrita em (ROMÃO, 2009):

Após o cálculo da média é determinada a variância (σ^2), o desvio-padrão (σ) e o desvio-padrão da média ($\sigma_{\bar{X}}$), onde:

A variância (σ^2) é dada por:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n-1} \quad (3.73)$$

O desvio-padrão (σ) é dado por:

$$\sigma = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (3.74)$$

O desvio-padrão da média ($\sigma_{\bar{X}}$) é:

$$\sigma_{\bar{X}} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (3.75)$$

Aplicando-se o teste da probabilidade do erro padrão para as incertezas de 3σ e 2σ , onde:

$$P [-K < Z < K] = 2\Phi(K) - 1 = 0,997 \text{ com } E= 99,7\%$$

e

$$P [-K < Z < K] = 2\Phi(K) - 1 = 0,95 \text{ com } E= 95\%.$$

Determinam-se os valores de $E_{99,7} = \pm 2,965 \sigma$ e $E_{95} = 1,96\sigma$. Somando-se e subtraindo-se esses valores da média, encontra-se o intervalo de probabilidade da Distribuição Normal. Se todas as medições estiverem dentro deste intervalo elas serão aceitas. Caso contrário, eliminam-se os valores que estejam fora desse intervalo e calcula-se novamente a média, variância e desvio-padrão.

3.3.2 Nivelamento Geométrico

O nível é um instrumento geodésico/topográfico de medição que tem a finalidade de realizar em campo um plano horizontal. Ele possui algumas características geométricas básicas que devem ser verificadas e testadas. Até mesmo durante seu manuseio, a configuração geométrica de seus eixos, poderá se modificar, tendo assim que se submeter sempre a verificações para poder garantir os resultados das observações de campo e minimizar os inevitáveis erros aleatórios durante seu manuseio. Com isso as medições são ordenadas de forma a evitar que pequenos erros influenciem os resultados das observações.

A Figura 3.16 apresenta o Nível Digital Leica DNA - 03 empregado neste trabalho.



Figura 3.16- Nível Digital Leica DNA - 03. Fonte: LEICA (2002).

O Nivelamento Geométrico é o processo que estabelece diferença de nível entre pontos do terreno através de visadas horizontais, em miras posicionadas na vertical sobre os pontos, determinadas com um nível (NBR 13.133/1994).

Para determinar a altitude do ponto B (Figura 3.17) acima da superfície de referência definida pela Referência de Nível A, a diferença de nível Δh_{AB} é determinada a partir dos trechos de nivelamento simples. Para isso a distância AB é subdividida por lances separados por pontos de mudanças W_1, \dots, W_n de no máximo 100m, sendo as diferenças de nível individuais h_1, h_2, \dots, h_n observadas e adicionadas umas as outras.

$$\Delta h_{AB} = h_1 + h_2 + \dots = \sum h = \sum R\acute{e} - \sum V\grave{a}nte$$

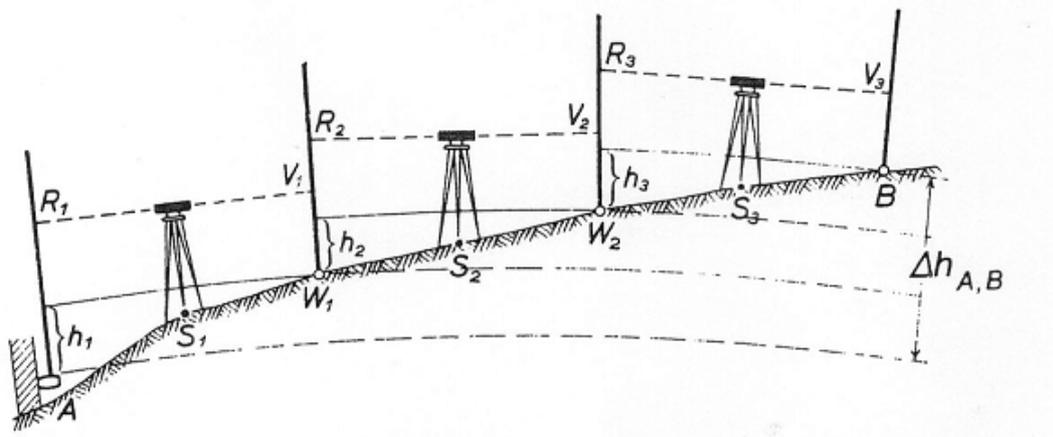


Figura 3.17 – Circuito de nivelamento entre os ponto A e B. Fonte: KAHMEN (1997).

O nivelamento geométrico é o método com maior acurácia e emprego na Engenharia. Para execução deste método, são empregadas duas miras colocadas à mesma distância do nível, sobre os pontos que se deseja estabelecer a altitude, sendo então realizadas as leituras. A altitude é estabelecida pela diferença entre a leitura de ré e a de vante. Apesar de o nível estar à igual distância entre as miras, não é preciso que o mesmo deva estar alinhado entre elas (VEIGA et al., 2007).

A redução de erros causados pela curvatura terrestre, refração atmosférica e colimação do nível são benefícios advindos desse método, sendo os erros de curvatura e refração os mais expressivos no nivelamento geométrico aplicado em Geodésia (VEIGA et al., 2007).

Conforme a NBR 13.133/1994, a classificação dos níveis segundo o desvio-padrão de 1 km de duplo nivelamento é apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1- Classificação dos Níveis. Fonte: NBR 13.133/1994.

CLASSES DE NÍVEIS	DESVIO-PADRÃO
1- Precisão Baixa	$> \pm 10$ mm/km
2 - Precisão Média	$\leq \pm 10$ mm/km
3 - Precisão Alta	$\leq \pm 3$ mm/km
4 - Precisão Muito Alta	$\leq \pm 1$ mm/km

Ressalta-se que o nível de luneta empregado neste trabalho DNA – 03 possui uma precisão nominal de 0,3mm/km duplo nivelado. Apresentando uma precisão melhor do que a estabelecida na NBR 13.133/1994.

3.3.2.1 Verificação de Níveis de Luneta

A seguir serão descritos os procedimentos de verificação de níveis de luneta, quanto ao paralelismo e horizontalidade do eixo óptico da luneta e do eixo do nível de bolha, com o objetivo de aprofundar mais sobre a definição de métodos e procedimentos de verificação.

Com os procedimentos descritos abaixo se pode verificar (KAHMEN, 1997):

- a) Para nivelamentos executados com níveis tubulares, se o eixo de visada é paralelo ao eixo do nível tubular;
- b) Para nivelamentos executados com níveis auto-compensadores, se os feixes que atravessam o centro da objetiva também passam pelo ponto de interseção das linhas fiduciais.

O nível é formado pelos seguintes eixos (DEUMILICH e STAIGER, 2002):

- a) O eixo vertical VV' ,
- b) O eixo de colimação ZZ ,
- c) O eixo LL' do nível de bolha esférico,
- d) O eixo do nível de bolha LL do nível tubular,
- e) O eixo da luneta, também descrito como eixo mecânico.

Como a diferença de nível é determinada através de uma reta horizontal, a principal exigência em cada nível de bolha tubular é fazer com que o eixo de colimação se posicione na horizontal quando o nível tubular é instalado na posição desejada, ou seja, quando o eixo do nível tubular é horizontalizado. O que corresponde a dizer que: o eixo de colimação ZZ está paralelo ao eixo do nível de bolha tubular LL ($ZZ//LL$).

Para se trabalhar confortavelmente com nível de bolha tubular e de charneira, exige-se ainda que $LL \perp VV'$, $LL'//ZZ$ e a marca do traço horizontal da cruz filar esteja na horizontal quando for instalada a bolha do nível tubular.

Com respeito a níveis compensadores a principal exigência é que no intervalo de trabalho do compensador o eixo de colimação esteja na horizontal. A Figura 3.18 mostra esquematizado o compensador utilizado nos Níveis Digitais da marca Leica, a exemplo do empregado neste trabalho.

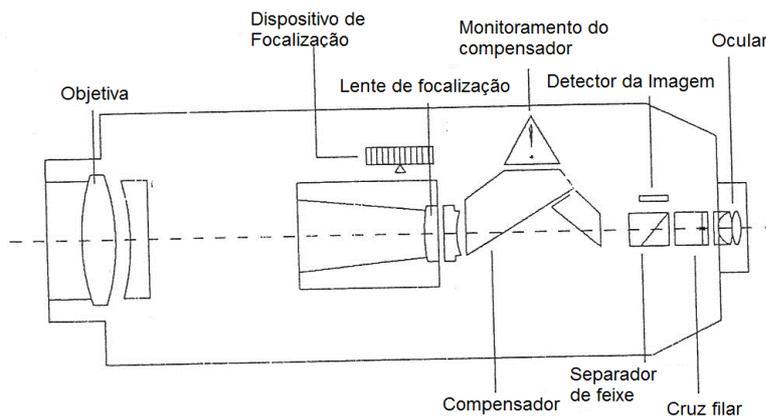


Figura 3.18 – Compensador de Nível. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

A seguir serão descritos os procedimentos de verificação de níveis de luneta: Nivelamento médio, Nábauer, Förstner e Kukkamäki.

1) Nivelamento médio

Instala-se a mira nos pontos A e B em igual distância do instrumento em S_1 e faz-se a leitura a' e b' depois da horizontalização da bolha do nível tubular. A Figura 3.19 ilustra este procedimento.

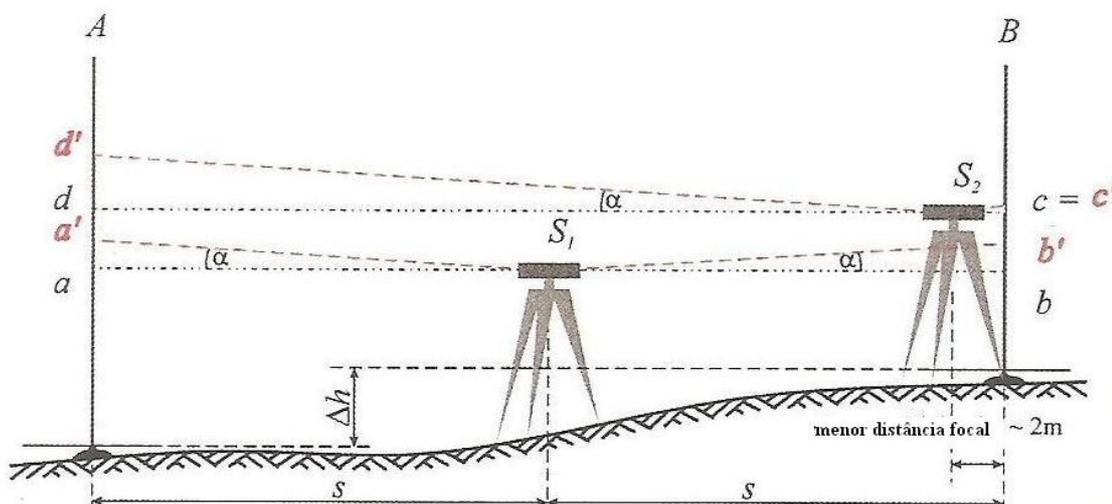


Figura 3.19: Ajuste do nível de luneta pelo método do nivelamento médio com a menor distância focal. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

A diferença de nível está livre de erro $\Delta h = a' - b'$ e é independente do erro de inclinação, ou seja, do ângulo entre o eixo de colimação e o eixo do nível de bolha tubular α . Em seguida instala-se o instrumento o mais próximo possível de B em S_2 , horizontaliza-se o nível de bolha tubular e lê-se c' na mira em B.

O valor c' pode ser fixado de diversos modos: instala-se o instrumento tão distante de B, de modo que a menor distância focal da luneta possa ser lida normalmente, ou visa-se através da luneta a partir da menor distância focal na direção objetiva-ocular e com um lápis ou a ponta de um alfinete marca-se na mira, de forma que seja lida a distância para o próximo traço sobre uma régua justaposta a mira.

A menor distância focal será escolhida para que o erro do eixo de colimação existente, não influencie na leitura c' , com isso é permitido que c' seja aproximadamente igual a c .

Se não existe nenhum erro de colimação α , então, será lido na mira em A o valor $\Delta h + c'$. Se for lido um valor c' diferente de $\Delta h + c'$, então, será necessário se deslocar a cruz filar através do parafuso de ajuste até que o valor exigido $\Delta h + c'$ seja lido na mira. Para controle repetir o procedimento.

Por meio da verificação pelo método do nivelamento médio conclui-se que, quando a visada de ré e vante são realizadas com o mesmo alcance, pequeníssimos erros de desretificação do eixo de colimação não têm influência sobre o resultado da medição.

Esse procedimento de verificação do paralelismo do eixo óptico e do eixo do nível de bolha é descrito segundo Lélis Espartel (1980) da seguinte forma: Com três pontos A, B e C eqüidistantes, em um terreno horizontal. Coloca-se o nível no ponto B e centra-se a bolha. Faz-se a leitura na mira no ponto A (r_1) e depois no ponto C (v_1), devido a eqüidistância o erro de colimação se anula e a diferença de nível entre A e C é dada pela diferença das leituras observadas ($r_1 - v_1$). Coloca-se o nível no ponto D, próximo de C, aproximadamente 2m, e faz-se uma leitura em C (r_2), que é considerada correta. Transporta-se a mira para o ponto A, a leitura que se fizer deverá ser igual a diferença de nível entre A e B mais a leitura r_2 . A correção, se houver, é realizada nos parafusos de correção do retículo. Esta retificação possibilita horizontalizar o eixo óptico ou a linha de colimação através do nivelamento médio. Figura 3.20 ilustra o nivelamento médio..

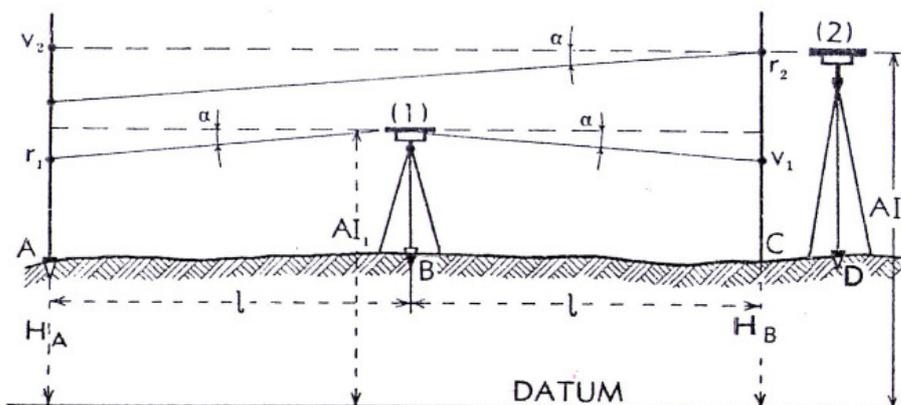


Figura 3.20 – Nivelamento Médio. Fonte: ESPARTEL (1980).

O procedimento de medição permite ser generalizado quando a diferença de nível desconhecida Δh é observada a partir de duas posições do instrumento S_1 e S_2 iniciais e quaisquer. Por meio da diferença das duas diferenças de nível tomadas nas duas posições do instrumento deixa-se calcular o desvio da condição Universal, citada acima. A seguir serão descritos os diversos métodos apresentados em (DEUMILICH e STAIGER, 2002) e que são empregados na prática, diferenciando-se apenas do ordenamento da mira e do ponto estação do instrumento. Assim, será considerado inicialmente o caso geral (Figura 3.21), para poder em seguida demonstrar os diversos métodos representados no fluxograma da Figura 3.22.

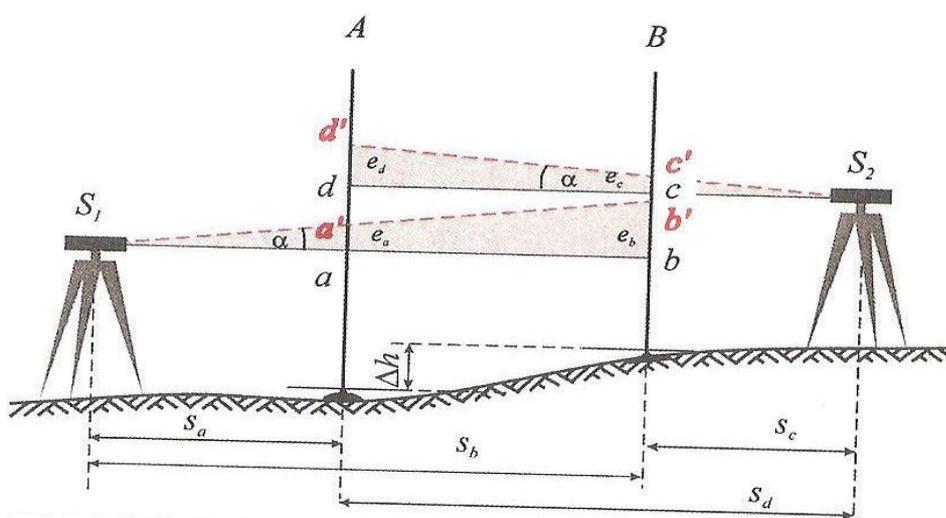


Figura 3.21: Condição Universal. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

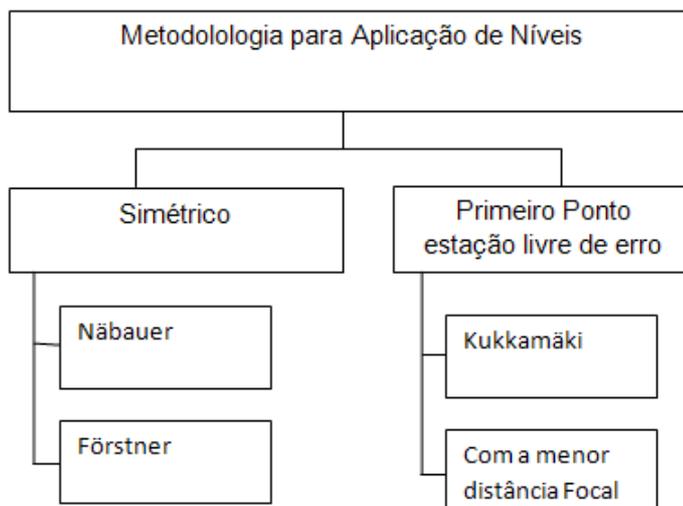


Figura 3.22: Fluxograma dos Métodos de Verificação de Níveis. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

Os pontos estação do instrumento (S_1, S_2) e os pontos estação da mira (A, B) estão em um plano vertical aproximado, ou seja, no mesmo alinhamento. O eixo de colimação diverge em torno do eixo do nível tubular de α . Em vez das leituras isentas de erro a e b a partir de S_1 , respectivamente, c e d a partir de S_2 serão observadas a', b', c' e d'. Sendo conhecidos os alcances S_a, S_b, S_c e S_d , deixa-se calcular de fato a diferença de nível Δh por meio das diferenças de nível aparentes $\Delta h'_1$ e $\Delta h'_2$.

$$\Delta h'_1 = a' - b' \quad (3.76)$$

$$\Delta h = a - b \quad (3.77)$$

$$\Delta h = a' - b' + e_a - e_b \quad (3.78)$$

$$\Delta h'_2 = d' - c' \quad (3.79)$$

$$\Delta h = d - c \quad (3.80)$$

$$\Delta h = d' - c' + e_d - e_c \quad (3.81)$$

Adicionando-se as equações (3.77) e (3.80), resulta

$$\Delta h = \frac{1}{2} \cdot (a' - b' + d' - c' + e_a - e_b + e_d - e_c) \quad (3.82)$$

A subtração das equações (3.81) e (3.76) conduz a

$$e_a - e_b + e_c - e_d = a' + b' - c' + d' \quad (3.83)$$

Os triângulos S_1aa' , S_1bb' , S_2cc' e S_2dd' são semelhantes, por isso as seguintes relações são válidas:

$$e_b = \frac{S_b}{S_a} \cdot e_a \quad (3.84a)$$

$$e_c = \frac{S_c}{S_a} \cdot e_a \quad (3.84b)$$

$$e_d = \frac{S_d}{S_a} \cdot e_a \quad (3.84c)$$

As equações (3.84a) até (3.84c) são inseridas na equação (3.82) e encontra-se e_a :

$$e_a = - \frac{S_a}{S_a - S_b + S_c - S_d} \cdot (a' - b' + c' - d') \quad (3.85)$$

Finalmente, pode-se calcular o erro do eixo de colimação α , denominado também erro de ajuste residual:

$$\alpha = \arctg \left(-\frac{e_a}{s_a} \right) \tag{3.86}$$

Ou

$$\alpha = \arctg \left(\frac{\alpha' - b' + c' - d'}{s_a - s_b + s_c - s_d} \right) \tag{3.87}$$

Para o ajuste do eixo de colimação é ajudável as leituras de altura d isento de erro da última visada. Para a relação

$$D = d' + e_d \tag{3.88}$$

Segue-se analogamente para a equação (3.85) com e_d

$$d = d' - \frac{s_d}{s_a - s_b + s_c - s_d} \cdot (\alpha' - b' + c' - d') \tag{3.89}$$

Com as equações (3.85) até (3.89) deixam-se desenvolver todos os métodos conhecidos.

2) Nábauer

A Figura 3.23 ilustra o método segundo Nábauer.

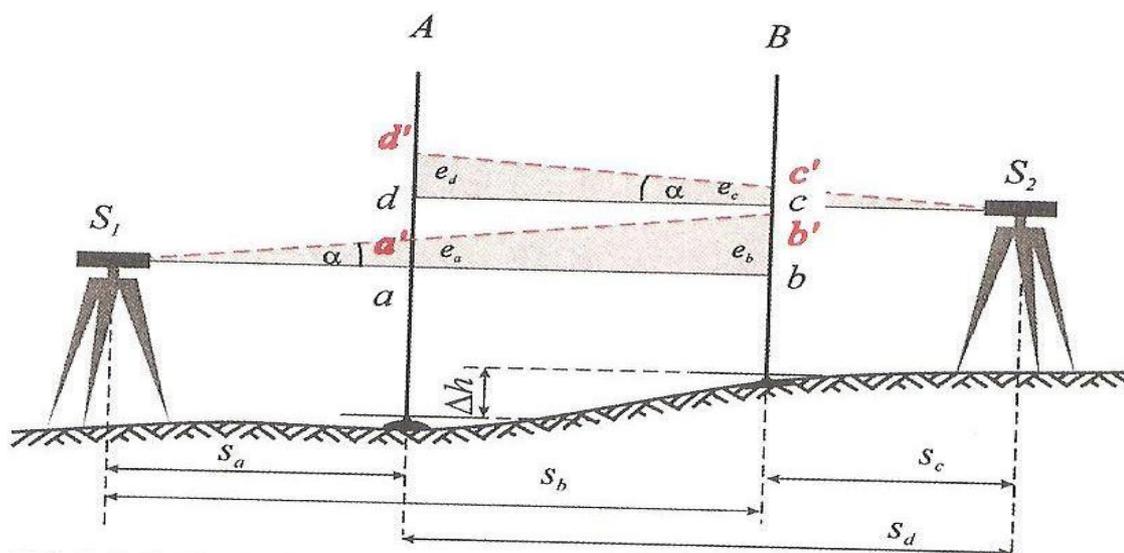


Figura 3.23 - Ajuste do nível segundo Nábauer. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

Um comprimento inteiro de 45 até 60 metros é subdividido em iguais comprimentos de s . Nos pontos A e B das seções intermediárias posiciona-se em cada uma a mira de nivelamento e nos pontos extremos S_1 e S_2 são posicionados os instrumentos um em seguida do outro. Quando as bolhas do nível são instaladas executam-se as leituras dos valores da mira a' e b' , assim como c' e d' .

Com isso segue-se a partir da equação (3.71)

$$\alpha = \arctg \left(-\frac{a-b+c-d'}{2s} \right) \quad (3.90)$$

Para o ajuste e sobre tudo a leitura isenta de erro d na última observação vale:

$$d = a' - b' + c' \quad (3.91)$$

3) Förstner

Com os mesmos alcances dos alvos e matematicamente idêntico a configuração de Nábauer. Serão apenas trocados os pontos estação da mira e do instrumento (Figura 3.24). Este método tem uma vantagem prática: com a mudança do ponto estação não é necessário girar a mira. Com miras fixadas, por exemplo, em laboratório ou duas paredes de uma casa é implantada uma instalação de teste permanente. Desta forma um ajuste sem um ajudante (auxiliar) será possível.

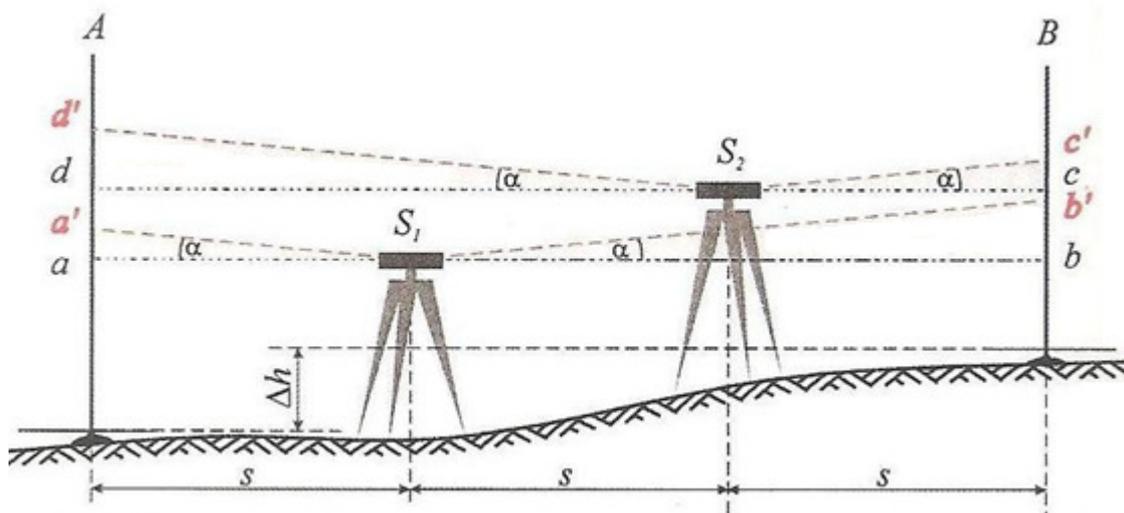


Figura 3.24: Ajuste do nível segundo Förstner. Fonte: DEUMILICH e STAIGER (2002).

Os dois métodos (Nábauer e Förstner) são simétricos, ou seja, os alcances dos alvos são igualmente espaçados em lados contrários. Obs.: Quando o nivelamento é realizado com alcances diferentes para a mira de ré e de vante é necessário considerar a influência da curvatura terrestre e da refração atmosférica.

4) Kukkamäki

Será apresentada a descrição do método Kukkamäki abordado em (KAHMEN, 1997):

1º passo: instala-se o nível ao meio de duas miras A e B em uma distância de $2s=20\text{m}$ para cada uma delas. Em seguida realizam-se as leituras a_1 e b_1 sobre as respectivas miras. Se o eixo da linha de visada e o eixo do nível tubular formam um ângulo α entre si, então as leituras sobre as miras estão com o mesmo erro de colimação representado por: $c = \frac{e \cdot \alpha}{f}$. A diferença de altura, diferença entre a leitura a ré e a leitura a vante, estará isenta deste erro c (Figura 3.25), da mesma forma como apresentada no primeiro passo do método de verificação do nivelamento médio.

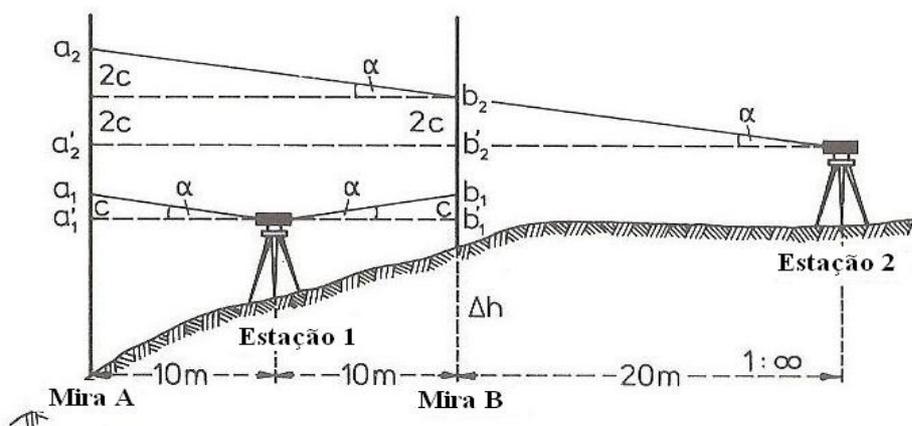


Figura 3.25: Ajuste do nível segundo Kukkamäki. Fonte: KAHMEN (1997).

Daí tem-se:

$$h_{AB} = a_1' - b_1' = a_1 - b_1 \quad (3.92)$$

a_1' e b_1' representam leituras em posições corretas.

Conclusão: A realização do “Nivelamento ao Meio” pode-se sem prejuízo nenhum realizar um nivelamento com o eixo da linha de visada desretificado e determinar a diferença de altura Δh livre do erro do eixo de colimação.

2º passo: A estação dois (2) é escolhida no prolongamento de AB, em uma distância de $2s=20\text{m}$ de B. Como o eixo de colimação na estação E_1 sobre as miras são iguais, fica fácil de deduzir o que acontecerá com o erro de colimação na estação E_2 sobre as miras em A e B. Como efeito, tem-se sobre a mira B a leitura b_2 correspondente a $2c$ e sobre a mira A a leitura a_2 correspondente a $4c$. O valor altimétrico a_2 sobre a mira A a partir da altura do ponto B é calculado da seguinte maneira.

$$a_2 = h_{AB} + b_2 + 2c = a_1 - b_1 + b_2 + 2c \quad (3.93)$$

Segue-se daí, que:

$$2c = (a_2 - b_2) - (a_1 - b_1) \quad (3.94)$$

Para o ajuste da cruz filar do instrumento deverá ser destacado, de modo que as leituras a'_2 e b'_2 sejam livres de erros.

$$a'_2 = a_2 - 4c \text{ e } b'_2 = b_2 - 2c \quad (3.95)$$

Com o controle do cálculo

$$a'_2 - b'_2 = a_1 - b_1 = h_{AB} \quad (3.96)$$

Sobre a estação 2 (E_2) as linhas fiduciais (cruz filar) serão deslocadas, até que a leitura exigida seja realizada.

3.3.2.2 Controle de Qualidade do Nivelamento Geométrico

O controle de qualidade do nivelamento geométrico pode ser avaliado pelo cálculo das altitudes empregando-se alguns métodos como: o empírico ou o dos Mínimos Quadrados. Com o dos Mínimos Quadrados pode-se utilizar dois métodos: o paramétrico e o dos correlatos.

A seguir serão descritos o método empírico e o Método dos Mínimos Quadrados Correlatos.

3.3.2.2.1 Método Empírico ou Proporcional à Distância

O erro executado na obtenção de uma diferença de nível é proporcional às distâncias de visada entre ré e vante realizadas em um nivelamento, este é o fundamento do método. O erro de fechamento de um circuito de nivelamento deve ser dissipado nas observações das diferenças de nível proporcional ao comprimento de cada lance. A correção do erro de fechamento é dada por (ALGARVE, 2004):

$$C_i = \frac{Ef}{\sum_{i=1}^n d_i} d_i \quad (3.97)$$

$$\text{Sendo } Ef - \text{ Erro de fechamento e } Ef = \sum_{i=1}^n Dn; \quad (3.98)$$

n – Número de lances;

d_i - Comprimento do lance;

Dn - Diferença de nível.

A diferença de nível ajustada é estabelecida por:

$$Dn_{ajust} = Dn_i - Ci \quad (3.99)$$

O transporte da altitude do ponto de partida para os demais pontos é realizado através das diferenças de nível compensadas. No final, a altitude do ponto inicial deve ser igual à do ponto final.

3.3.2.2 Método dos Mínimos Quadrados: Correlatos

Ao conduzir um nivelamento geométrico ao longo de um circuito fechado, a soma dos desníveis deveria ser teoricamente nula. Os erros de medição proporcionam erro de fechamento que serve como indicador preliminar da precisão das medidas e deve ser eliminado no ajustamento (GEMAEL, 1994).

O cálculo das altitudes é feito através, primeiramente, das observações ajustadas. Geralmente, o Método dos Correlatos é indicado para o ajustamento de desníveis onde a matriz de inversão M é de dimensão menor que a matriz N do Método Paramétrico.

O Método de ajustamento das Equações de Condição ou dos Correlatos é o método utilizado para ajustar observações diretas condicionadas, sujeitas a equações de condição. O modelo matemático que caracteriza as observações condicionadas é descrito por:

$$F(L_a) = 0 \quad (3.100)$$

que compreende o conjunto de equações de condição a serem satisfeitas pelas observações ajustadas. O método dos correlatos não trata de parâmetros, abrange apenas valores observados ajustados no qual F representa r funções e o vetor L_a tem dimensões $n \times 1$ (GEMAEL, 1994).

Envolvendo os valores observados no modelo obtêm-se as equações de condição transformadas, acrescidas dos resíduos v_i . Desenvolvendo:

$$L_a = L_b + V \quad (3.101)$$

o modelo matemático pode ser representado por:

$$F(L_b + V) = 0 \quad (3.102)$$

Empregando a linearização da série de TAYLOR, na forma matricial, obtêm-se:

$$F(L_o) = F(L_o + V) \cong F(L_o) + \frac{\partial F}{\partial L_a} \bigg|_{L_o} (L_o - L_o) = 0 \quad (3.103)$$

A função $F(L_o)$, dos valores observados, representa um erro de fechamento e é denominado por:

$$W = F(L_o) \quad (3.104)$$

Denotando por B a matriz das derivadas parciais

$$B = \frac{\partial F}{\partial L_a} \bigg|_{L_o} \quad (3.105)$$

Resulta que:

$$BV + W = 0 \quad (3.106)$$

que corresponde ao modelo linearizado do método dos correlatos, envolvendo r equações de condição transformadas, ligando n incógnitas (v_i).

onde:

$${}_r B_n V_1 + {}_r W_u = {}_r 0_1 \quad (3.107)$$

O presente trabalho envolve a aplicação do método dos correlatos em uma rede altimétrica (cf. item **4.2.2.2 (b)**), cujas observações foram realizadas utilizando a técnica de nivelamento geométrico de altíssima precisão. Para tanto será adotado um modelo matemático, cuja solução emprega a técnica estocástica de estimação conhecida como Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). O desempenho do procedimento de estimação é analisado em termos de precisão e consistência estatística.

Para que as incógnitas se adequem ao MMQ bem como satisfaçam as equações de condição, emprega-se a técnica lagrangiana em forma matricial estabelecendo a função:

$$\phi = V^T P V - 2K^T (BV + W) = \min \quad (3.108)$$

sendo K o vetor ($r \times 1$) dos correlatos e igualando a zero as derivadas parciais em relação a V , tem-se:

$$\frac{\partial \phi}{\partial V} = 2PV - 2B^T K = 0; \quad PV - B^T K = 0 \quad (3.109)$$

Fazendo o mesmo em relação a K , obtém-se:

$$\frac{\partial \phi}{\partial K} = -2(BV + W) = 0; BV + W = 0 \quad (3.110)$$

Resolvendo $PV - B^T K = 0$ em relação a V tem-se:

$$V = P^{-1} B^T K \quad (3.111)$$

Substituindo a equação (100) na equação matricial anterior, resulta:

$$BP^{-1} B^T K + W = 0 \text{ e} \quad (3.112)$$

$$K = -(BP^{-1} B^T)^{-1} W \quad (3.113)$$

Fazendo $M = BP^{-1} B^T$ resulta finalmente:

$$K = -M^{-1} W \quad (3.114)$$

Com

$$M = BP^{-1} B^T \quad (3.115)$$

Obtido o vetor dos correlatos (equação 3.102) os valores observados ajustados (L_a) são obtidos a partir do vetor dos resíduos:

$$V = P^{-1} B^T K \quad (3.116)$$

Resultando:

$$L_a = L_b + V \quad (3.117)$$

A Matriz Variância Covariância (MVC) dos valores ajustados $\sum L_a$ usando a propagação de variâncias na expressão:

$$L_a = L_b + V = L_b + P^{-1} B^T K \quad (3.118)$$

e efetuando as operações indicadas, resulta:

$$\sum L_a = \sum L_b [I - B^T M^{-1} B P^{-1}] \quad (3.119)$$

com

$$\sum L_b = \sigma_0^2 P^{-1} \quad (3.120)$$

O segundo termo do segundo membro da expressão representa a melhoria introduzida com o ajustamento.

Portanto, a MVC dos resíduos é expressa por:

$$\sum V = \sigma_0^2 P^{-1} B^T M^{-1} B P^{-1} \quad (3.121)$$

Desta forma, a matriz dos valores observados ajustados é dada por:

$$\sum L_a = \sum L_b - \sum L_v \quad (3.122)$$

A variância da observação de peso unitário a posteriori é dada pela equação:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T P V}{S} \quad (3.123)$$

Sendo:

S o número de graus de liberdade, que é igual ao número de equações de condição, bem como igual ao número de observações superabundantes. A forma quadrática, no caso dos correlatos é dada pela expressão:

$$V^T P V = -K^T W \quad (3.124)$$

4. EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS

Neste capítulo, expõe-se a medição, processamento e análise dos resultados e a metodologia escolhida para os experimentos que foram efetuados na Área Teste – Sítio Histórico de Olinda. Nela existe um conjunto de campo de pontos de referência planialtimétrico. A determinação de coordenadas foi realizada com o emprego de receptores GNSS, Estação Total e Nível Digital. Empregando-se, respectivamente, o método de posicionamento relativo estático (cf. item 3.1); os métodos de interseção a vante (cf. item 3.2.1), a ré (cf. item 3.2.2) e os métodos de nivelamentos geométrico (cf. item 3.3.2) e trigonométrico (cf. item 3.3.1).

O campo de pontos de referência determinado através do posicionamento relativo estático GNSS será comparado com o campo de pontos de referência estabelecido em (GAMA, 2008). O nível de confiança de 95 % foi adotado como indicador da qualidade dos levantamentos com GNSS, Estação Total e Nível Digital.

A descrição dos métodos e materiais, as características da Área Teste, os resultados e análises dos experimentos realizados serão apresentados a seguir.

4.1 Métodos e Materiais

Inicialmente realizou-se na Área Teste o levantamento relativo com o método de posicionamento (GNSS) estático, com o objetivo de obter as coordenadas precisas do campo de pontos de referência. Para a comparação com o campo de pontos de referência pré-existente foi utilizado o mesmo procedimento de medição descrito em (GAMA, 2008) com a vantagem neste trabalho de se empregar receptores GNSS. As coordenadas determinadas com o método de posicionamento relativo estático serviram de base e comparativo, para as coordenadas obtidas pelos métodos terrestres de medição com Estação Total: método da interseção a vante, método da interseção a ré e o método do nivelamento trigonométrico, e com Nível Digital: método do nivelamento geométrico.

As análises são realizadas com ênfase na avaliação do desempenho de estruturas geodésicas realizadas pelos métodos citados acima, considerando o nível de obstrução das estações, comprimento de linhas de base e tipo de observável utilizada.

O indicador de precisão utilizado na realização dos levantamentos aplicados à Engenharia para os métodos de levantamento do Sistema GNSS, assim como com Estação Total e Nível Digital, obedeceu ao nível de confiança de 95%.

4.1.1 Metodologia

A metodologia aplicada neste trabalho está representada no fluxograma da Figura 4.1.

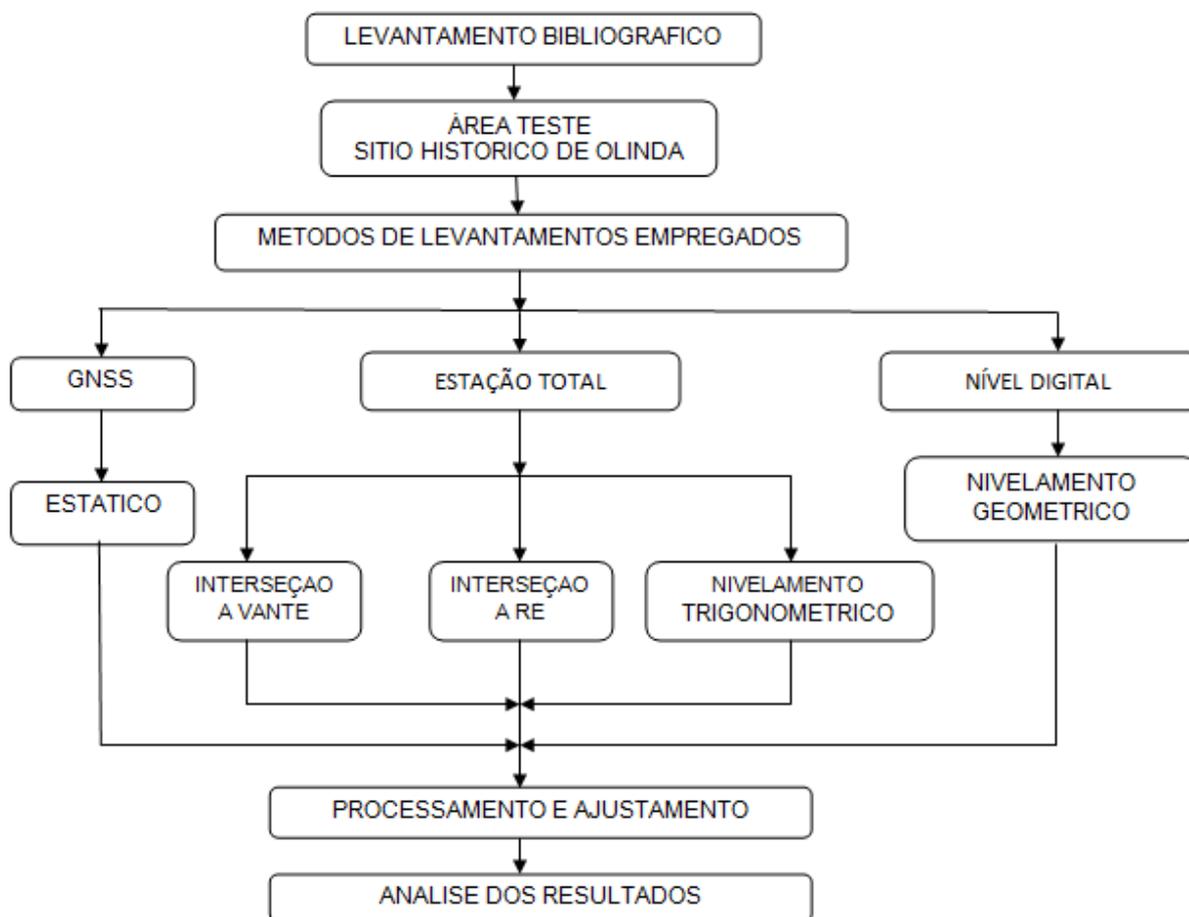


Figura 4.1– Fluxograma da Metodologia Aplicada.

Os equipamentos empregados para aquisição de dados no campo e os *softwares* utilizados nos processamentos e ajustamentos das observações geodésicas, na realização dos levantamentos aplicados à engenharia, estão descritos no item a seguir.

4.1.2 Materiais

Na obtenção dos dados de campo e nos processamentos e ajustamentos das observações foram utilizados os seguintes equipamentos:

1) Receptores geodésicos de dupla frequência (L1/L2) da marca TOPCON:

Os receptores GNSS da TOPCON, modelo HIPER LITE + EPP, tem a seguinte composição: Receptores GNSS de dupla frequência (L1+L2) integrado (receptor, antena, rádio, bateria e carregador) Topcon Hiper Lite, com 40 canais universais, capaz de rastrear

sinais de satélites GPS, GLONASS e WAAS (opcional), taxa de atualização de 10Hz, 128 Mb de memória interna, Co-Op Tracking System (melhor recepção dos sinais em condições desfavoráveis). Rádio com alcance de até 2km em RTK. Bateria interna com autonomia de 10 horas. Tecnologia Bluetooth integrada (comunicação sem cabo com o coletor). Precisão horizontal de 3mm + 0,5 ppm e vertical de 5mm + 0,5 ppm para levantamentos estáticos e rápido-estáticos e horizontal de 10mm + 1 ppm e vertical de 15mm + 1 ppm para levantamentos cinemáticos e RTK (TOPCON, 2003). Possui 2 portas seriais e 1 USB para dados e 1 porta para alimentação externa, incluindo: mala para transportes, fonte 110V/12V para carregar a bateria, cabo de comunicação, base nivelante com adaptador, bastão de fibra de carbono de 2m, suporte para coletor de dados, tripé grande de alumínio, chave *software* TOPCON TOOLS (Hardlock), Cd *software* TOPCON TOOLS/TOPSURV.

2) Estação Total Trimble DR – 3305;

Conforme manual do fabricante a Estação Total Trimble DR- 3305 têm as seguintes características: Precisoões - 5" angular e 5 mm ± 5 ppm linear ; Memória – 1900 linhas de dados; Bateria – de NiMH com uma ddp de 6V e carga de 1,3 Ah com autonomia de 1000 medições; Modos de Medição: PR (Prisma Reflex); DR (Direct Reflex); LR (Long Range) e LASER POINT (em conjunto).

3) Nível Digital Leica DNA - 03;

Segundo manual do fabricante o Nível Digital Leica DNA – 03 possibilita a medição eletrônica da altura, bastando apenas um nivelamento aproximado através de um nível de bolha. O compensador de alta precisão realiza automaticamente o ajustamento fino do feixe de LASER. Acionando-se uma tecla a medição é efetuada. O código de barras da mira é capturado no instrumento como sinal de referência. No processo de medição, o decodificador de linhas armazena e interpreta como um sinal de medição a seção da mira no campo de visão. O sinal da medição é analisado com o sinal de referência. Esta análise possibilita a determinação do valor da altura e da distância horizontal. A mira deve está na posição perpendicular durante a medição. É possível realizar medições no escuro através de iluminação artificial sobre a mira. A medição de altura com mira de ínvar tem um desvio padrão de 0,3 mm/km e a medição de distância tem um desvio de 5 mm / 10m. O tempo de medição é de aproximadamente 3 segundos (LEICA, 2002).

4) Software TOPCON TOOLS 7.2 VER K;

O TOPCON TOOLS 7.2 VER K é um *software* de pós- processamento de dados . É constituído por três módulos: Processamento de dados de Estação Total e/ou RTK; Pós –

processamento das observações GNSS ou combinação dos três módulos. Possui visualização Tabular e Gráfica dos dados.

5) Aplicativos desenvolvidos em planilhas EXCEL com o objetivo de determinar o cálculo das interseções a vante, a ré, nivelamento trigonométrico, nivelamento geométrico e respectivos cálculos de ajustamento.

A descrição da Área Teste onde foi implementada a pesquisa é relatada a seguir:

4.1.3 Área Teste – Sítio Histórico de Olinda

Com localização excêntrica ao Campus da UFPE Recife, a Área Teste está localizada na Cidade de Olinda, Região Metropolitana do Recife. A área levantada integra o Sítio Histórico de Olinda, constituída por edificações históricas de uso residencial. A Figura 4.2, trecho retirado do *Google Earth*, apresenta um esboço da configuração dos vértices terrestres e alvos altos de triangulação localizados nas Torres das Igrejas: Nossa Senhora da Misericórdia, Igreja da Sé e Nossa Senhora do Carmo.

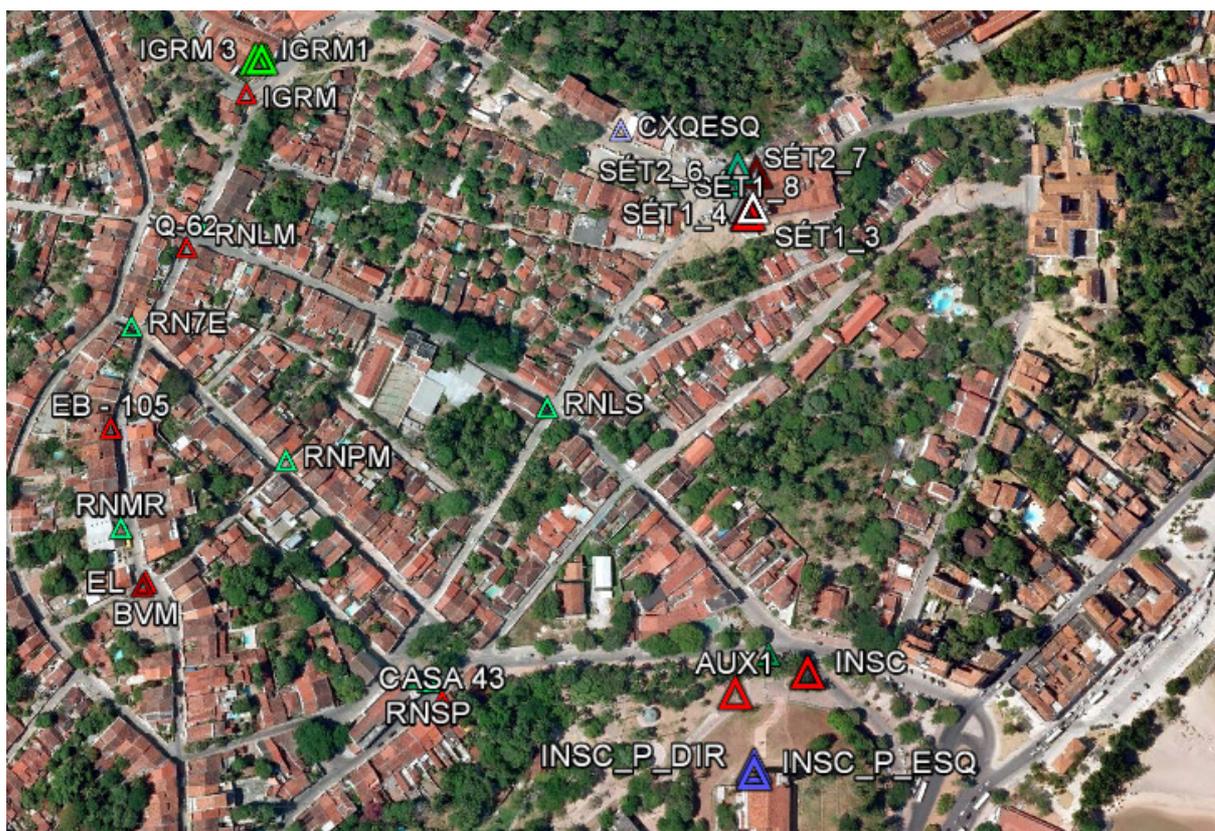


Figura 4.2 - Esboço da vista aérea da representação do campo de pontos de referência.

Fonte: *Google Earth* 2009.

Desta forma Olinda foi contemplada com a implantação e densificação de um conjunto de campo de pontos de referência e um conjunto de campo de pontos-objeto, apresentados em (GAMA, 2008) e (TENÓRIO, 2008), estendendo-se com este trabalho, nos seguintes conjuntos de campo de pontos descritos segundo suas distintas hierarquias:

- Os vértices BVM, MR, IGRM, CASA 43 e INSC do campo de pontos de referência tiveram suas coordenadas geodésicas determinadas por GNSS, aplicando o método de posicionamento relativo estático, são de segunda hierarquia, pois foram determinados a partir de vértices de primeira ordem do SGB.
- Os vértices EB-105 e Q-62 do campo de pontos de referência tiveram suas coordenadas determinadas com Estação Total, a partir do campo de pontos de referência de segunda hierarquia, aplicando o método da poligonação com centragem forçada e determinados em (GAMA, 2008), sendo estes de terceira hierarquia.
- Os vértices AUX1 e EL do campo de pontos de referência tiveram suas coordenadas determinadas com Estação Total, a partir do campo de pontos de referência de segunda hierarquia, aplicando o método da estação livre com centragem forçada, sendo estes de terceira hierarquia.
- O campo de pontos de referência altimétrica RNSP, RNSC, RNLS, RNLM, RN7E, RNPM e RNMR foram determinados com Nível Digital a partir do RN394D do IBGE.
- O campo de pontos de referência planialtimétrica (IGRM1, IGRM2 e IGRM13; SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT1_8, SÉT2_10 e SÉT1_11; QCXEsq; INSC_P_DIR e INSC_P_ESQ) tiveram suas coordenadas determinadas com Estação Total a partir do campo de pontos de referência planimétrico (BVM, MR, IGRM, EB – 105, Q – 62, EL, INSC e AUX1) e do campo de pontos de referência altimétrico descrito acima.

O vértice EL representa uma estação excêntrica aos vértices BVM e MR para que pudesse ser determinada uma das quinas da caixa d'água do Sítio Histórico de Olinda e alvos altos localizados nas Torres da Catedral da Sé.

As monografias dos vértices descritos acima estão apresentadas nos Apêndices 2 e 3.

A justificativa para adoção desta Área Teste em questão é aproveitar um conjunto de dados de campo disponíveis e oriundos da dissertação de mestrado de Gama (2008) e da Iniciação Científica de Tenório (2008) para testar diversos métodos de determinação de campos de pontos. Com isto, visa-se continuar analisando os fatores que influenciam na qualidade posicional de estruturas geodésicas, situadas a curta distância das estações de referência em uma área totalmente edificada.

O Sítio Histórico de Olinda compõe o acervo do Plano de Preservação dos Sítios Históricos da Região Metropolitana do Recife (PPSH/RMR), elaborado pela Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife - FIDEM, no ano de 1978, que tem por finalidade preservar o patrimônio cultural. O PPSH/RMR é parte integrante do Cadastro de Áreas Comprometidas com Intervenções (CACI). Pelo PPSH/RMR denomina-se Sítio Histórico todo conjunto ambiental distinto pela qualidade do enredo estrutural que o forma ou pelas representações arquitetônicas que o compõem, como atuação significativa do homem no espaço e no tempo.

O Sítio Histórico é delimitado por duas zonas, sendo denominadas respectivamente de: Zona de Preservação Rigorosa (ZPR) e Zona de Preservação Ambiental (ZPA). A Zona de Preservação Rigorosa (ZPR) é a que cerca o acervo construído e a Zona de Preservação Ambiental (ZPA) delimita a paisagem circunvizinha ao acervo de preservação rigorosa, representando uma área de transição entre este e o espaço restante construído. A Figura 4.3 apresenta a área do Sítio Histórico de Olinda.

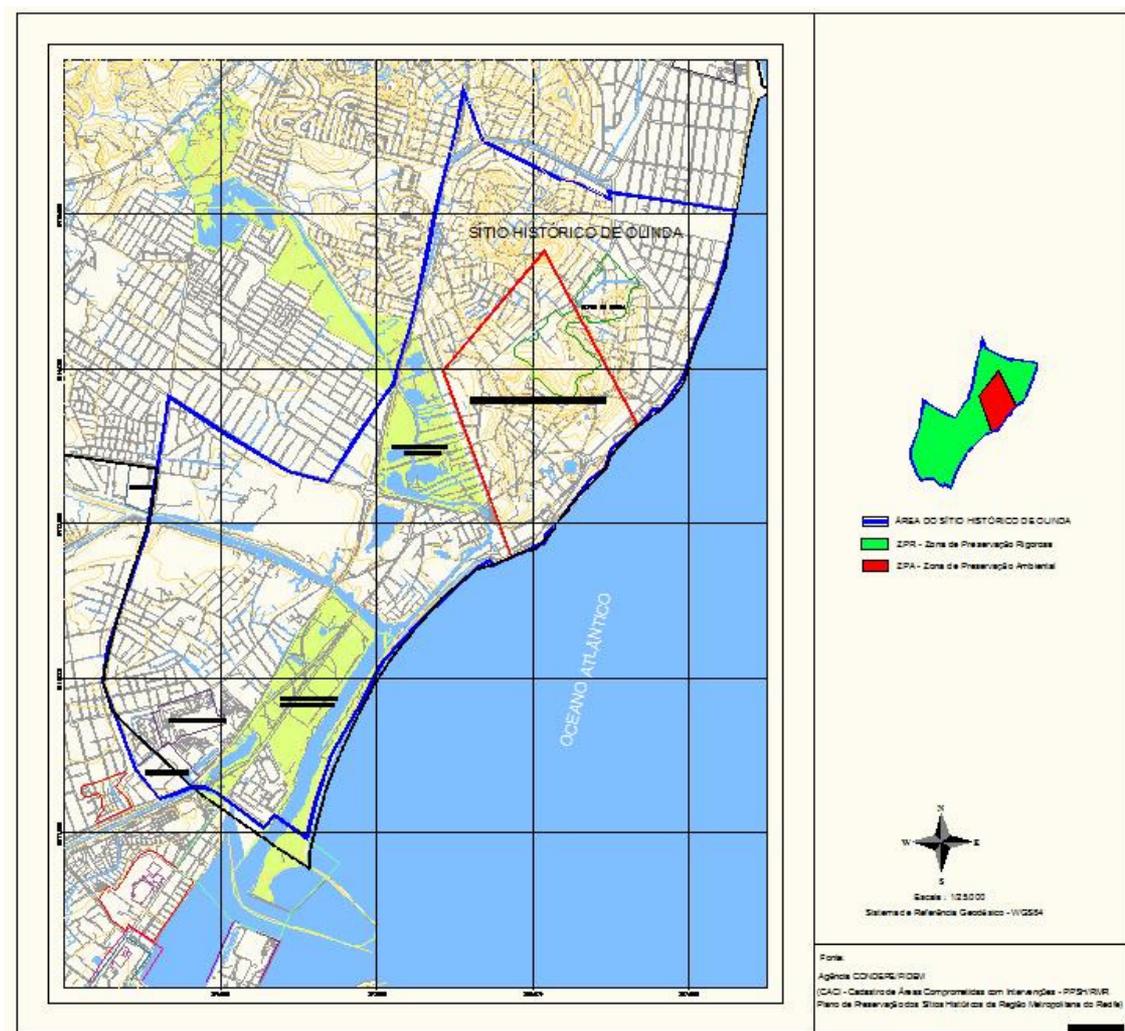


Figura 4.3 – Área delimitada do Sítio Histórico de Olinda.
Fonte: CACI/FIDEM (2009), Sistema WGS84, Fuso 25.

A Zona de Preservação Rigorosa (ZPR) do Sítio Histórico de Olinda foi utilizada nesta pesquisa como Área Teste. A Figura 4.4 ilustra a localização da Área Teste e seus detalhes.

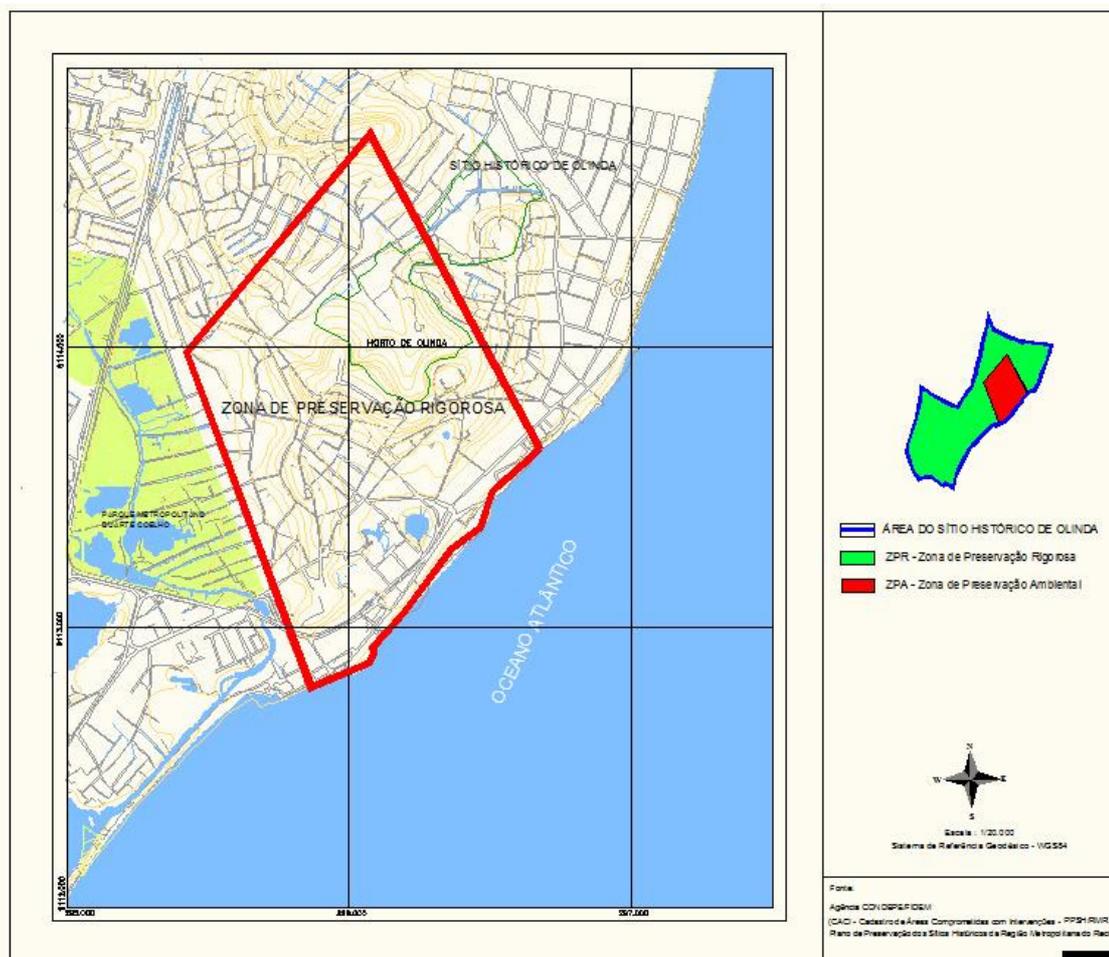


Figura 4.4 - Sítio Histórico de Olinda- Área Teste.
Fonte: CACI/FIDEM (2009), Sistema WGS84, Fuso 25.

A seguir será abordada a implantação do conjunto de campo de pontos de referência.

4.2 Implantação do Campo de Pontos de Referência

O conjunto de campo de pontos de referência é classificado em 3 (três) categorias:

- **Campo de pontos de referência implantados para a execução do posicionamento GNSS**

O campo de pontos de referência é composto por 5 (cinco) vértices (BVM, MR, IGRM, CASA 43 e INSC) como apresentados no item 4.1.3. A materialização dos vértices foi

realizada com pinos cravados entre meio fio e/ou calçadas e envolvidos com adesivo epóxi de alta resistência (Sikadur 32). A Figura 4.5, trecho retirado do *Google Earth*, apresenta um esboço da vista aérea da configuração desses vértices na Área Teste.



Figura 4.5: Esboço da vista aérea dos Pontos de Referência determinados por GNSS. Fonte: *Google Earth* 2009.

- **Campo de pontos de referência implantados para a execução dos métodos terrestres de medição com Estação Total**

O campo de pontos de referência é composto por 9 (nove) vértices (BVM, MR, IGRM, CASA 43, INSC, EB – 105, Q – 62, AUX1 e EL) como apresentados no item 4.1.3. A materialização dos vértices (EB – 105, Q – 62, AUX1) foi realizada com pinos cravados entre meio fio e envolvidos com massa durepoxi. Os vértices BVM, MR, IGRM, EB – 105, Q – 62, AUX1 e EL foram utilizados para o transporte de coordenadas planimétricas dos alvos altos e inacessíveis localizados nas Torres das Igrejas e Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda por interseção a vante. A partir destes vértices foi também realizado o transporte de coordenadas altimétricas por meio do nivelamento trigonométrico destes mesmos alvos altos e inacessíveis:

1) Igreja da Misericórdia (IGRM_1, IGRM_2, IGRM_3)

A Figura 4.6 apresenta a configuração dos alvos altos de triangulação localizados na Torre da Igreja da Misericórdia.



Figura 4.6 – Fachada principal da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia.
Foto: Outubro 2011.



Figura 4.7 – Alvos altos IGRM_1, IGRM_2 e IGRM_3 da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia. Foto: Outubro 2011.

2) Igreja da Catedral da Sé (SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT1_8, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT2_10, SÉT2_11)

As Figuras 4.8, 4.9 e 4.10 apresentam um esboço da configuração dos alvos altos de triangulação localizados nas Torres da Igreja da Sé.



Figura 4.8 – Alvos altos SÉT1_3, SÉT1_4 e SÉT1_8 da Igreja da Sé. Foto: Outubro 2011.



Figura 4.9 – Alvos altos SÉT2_6, SÉT2_7 e SÉT2_10 da Igreja da Sé. Foto: Outubro 2011.

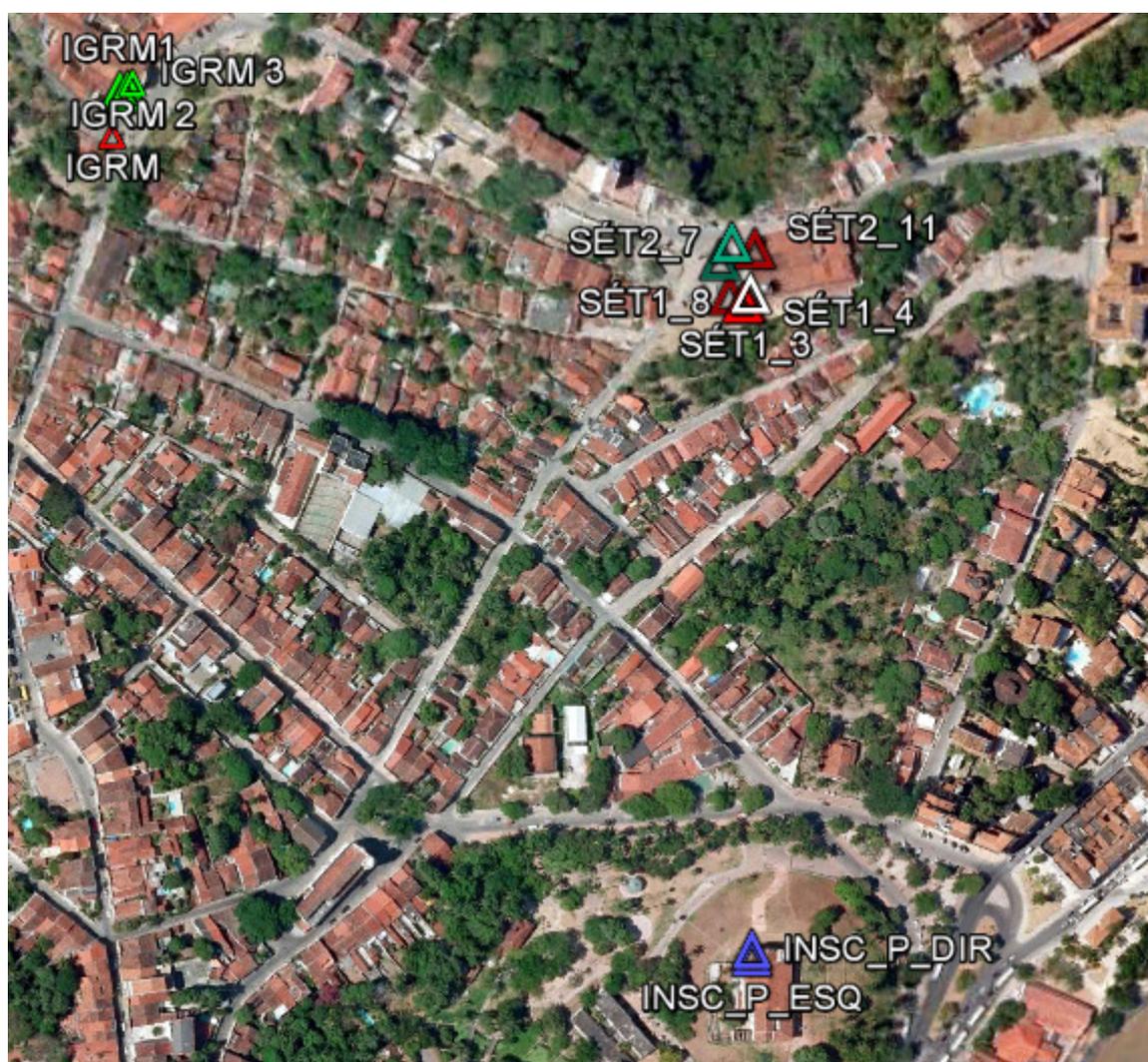


Figura 4.10 – Esboço da vista aérea da configuração dos Alvos Altos das Igrejas da Sé, Nossa Senhora da Misericórdia e Nossa Senhora do Carmo. Fonte: Google Earth 2009.

3) Igreja de Nossa Senhora do Carmo (INSC_P_DIR e INSC_P_ESQ)

A Figura 4.11 apresenta um esboço da configuração dos alvos altos de triangulação localizados nas Torres da Igreja de Nossa Senhora do Carmo.

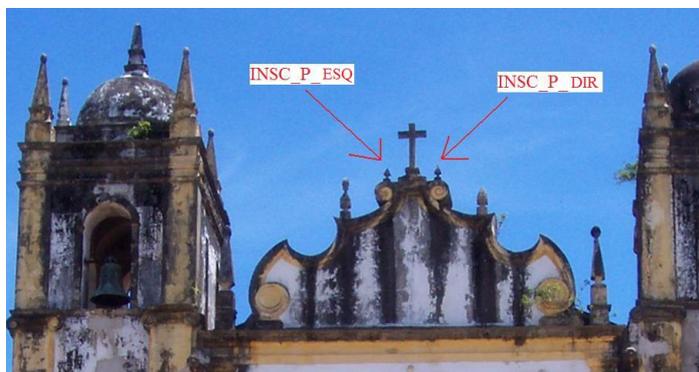


Figura 4.11 – Alvos altos INSC_P_ESQ, INSC_P_DIR da Igreja de Nossa Senhora do Carmo. Foto: Outubro 2011.

Os vértices INSC e CASA 43 foram redeterminados com o método de interseção a ré e utilizados para testar o transporte de altura trigonométrico das Torres para as Referências de Nível imediatas respectivamente aos mesmos, ou seja, RNSC e RNSP.

- **Campo de pontos de referência implantados para a execução dos métodos terrestres de medição com Nível Digital**

O campo de pontos de referência é composto por 6 (seis) RRNN (Referências de Nível): Referência de Nível Igreja de São Pedro (RNSP), Referência de Nível Igreja Nossa Senhora do Carmo (RNSC), Referência de Nível Ladeira da Sé (RNLS), Referência de Nível Sétima Estação da Via Sacra (RN7E), Referência de Nível Rua Prudente de Moraes (RNPM), Referência de Nível Mercado da Ribeira (RNMR). Os mesmos foram materializados com pinos de superfícies abolidas esféricas Figura 4.12 e fixadas entre meio fio e envolvidas com adesivo epóxi de alta resistência (Sikadur 32). Além disso, foi aproveitada uma estrutura de metal fixada na esquina entre as ruas Ladeira da Misericórdia e Bonfim para definir a sétima Referência de Nível: Referência de Nível Ladeira da Misericórdia (RNLM).

4.2.1 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com GNSS

4.2.1.1 Medições

As medições do Campo de Pontos de Referência com GNSS foram realizadas em 04/10/2010; 08/11/2010 e no dia 17/01/2011. A Figura 4.14 mostra a localização dos vértices que compõem o campo de pontos de referência medidos com GNSS.



Figura 4.14 – Esboço em vista aérea da localização dos Vértices de Referência medidos com GNSS. Fonte: *Google Earth 2009*.

Em todas as medições foram utilizados dois receptores geodésicos L1/L2, modelo Hiper Lite (cf. item 4.1.2). No dia 04/10/2010 foram medidos os vértices BVM, MR e IGRM com rastreamento de aproximadamente 1 hora e trinta minutos para cada ponto. No dia 08/11/2010 foram medidos os vértices BVM e CASA 43, este último localizado na Rua 27 de Janeiro, no Sítio Histórico de Olinda. A taxa de gravação dos dados foi de 15 segundos e a máscara de elevação foi de 15°. As estações RECF (RBMC) e UFPE foram usadas como estações de referência. A Figura 4.15 apresenta a ocupação dos vértices de referência implantados no Sítio Histórico de Olinda.



BVM



MR



IGRM



CASA 43

FIGURA 4.15 - Ocupação GNSS dos pontos de referência: BVM, MR, IGRM e CASA 43. Fotos: Novembro 2010.

4.2.1.2 Processamento

O processamento e ajustamento dos vértices de referência medidos nas campanhas dos dias 04/10/10 e 08/11/10 foi realizado com o *software TOPCON TOOLS 7.2 REV K 2008* com um grau de confiança de 95%, as estações geodésicas: RECF e UFPE foram usadas como referências (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000 das Estações RECF e UFPE. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

COORDENADAS GEODÉSICAS			COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL
PONTO	LATITUDE (Φ)	LONGITUDE (λ)	E(m)	N(m)	h(m)
RECF	-8°03'03,46970"	-34°57'05,45910"	284931,043	9109554,895	20,180
UFPE	-8°03'10,89713"	-34°57'16,95432"	284580,101	9109324,997	49,200

A representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, MR, IGRM e CASA 43 é mostrada na Figura 4.16. O relatório do processamento é apresentado no Anexo 1- Sítio Histórico de Olinda: processamento do Campo de Pontos de Referência.

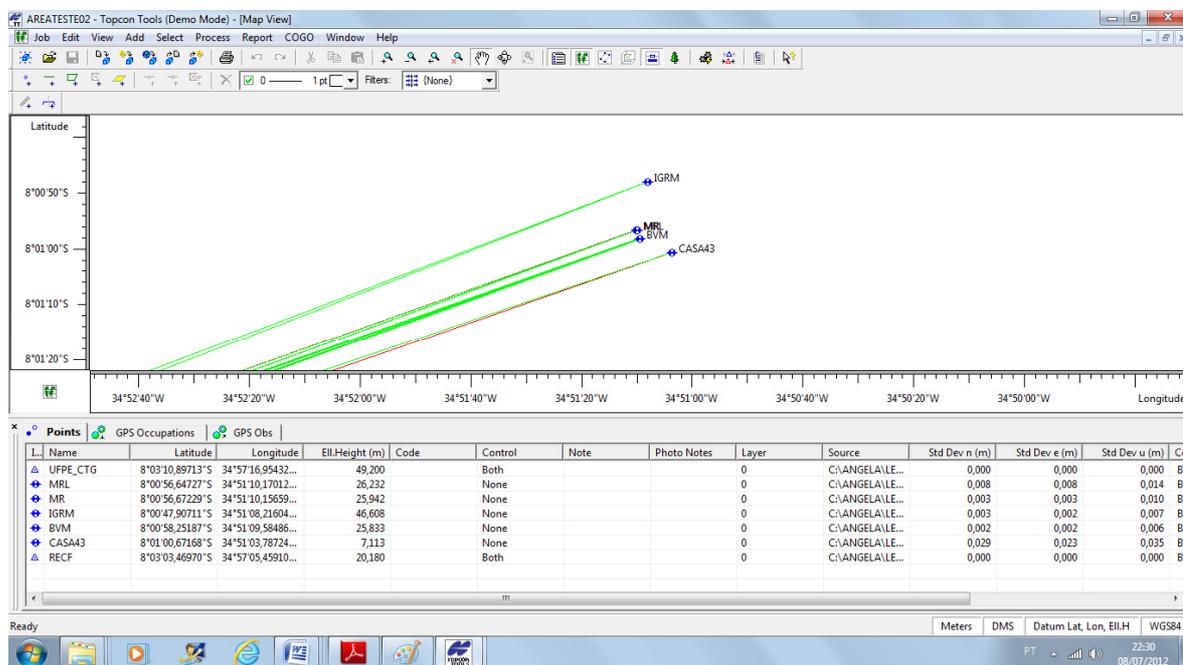


Figura 4.16 – Representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, MR, IGRM e CASA 43 a partir das estações de referência RECF e UFPE. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

As coordenadas geodésicas (Φ , λ , h) e as planas retangulares UTM (E , N), em SIRGAS 2000, oriundas do processamento e ajustamento (Tabela 4.2) e respectivos desvios padrões são apresentadas a seguir:

Tabela 4.2 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (Φ)	σ_{Φ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
BVM	-8°00'58,25187"	0,002	-34°51'09,58486"	0,002	295811,7290	9113452,8200	25,8330	0,006
CASA43	-8°01'00,67168"	0,023	-34°51'03,78724"	0,029	295989,6180	9113379,2740	7,1130	0,035
IGRM	-8°00'47,90711"	0,002	-34°51'08,21604"	0,003	295852,2170	9113770,8450	46,6080	0,007
MR	-8°00'56,67229"	0,003	-34°51'10,15659"	0,003	295794,0010	9113501,2730	25,9420	0,010

- **Processamento e ajustamento da medição do dia 17/01/11**

Esta medição foi efetuada para melhorar a qualidade do vértice CASA 43 e para implantar um vértice na praça em frente da Igreja de Nossa Senhora do Carmo denominado

de INSC. Estes vértices (CASA 43 e INSC) foram utilizados no Método da Interseção a Ré 2D (cf. item 3.2.2).

As estações usadas como referência foram RECF e V- 12. A estação V-12, é um vértice de apoio básico da Prefeitura do Recife, situada na Avenida Boa Viagem, em um canteiro, na frente ao número 1958. As coordenadas geodésicas (Φ , λ , h), em SIRGAS 2000 são: $\Phi= 08^{\circ} 06' 30,16493''$ S; $\lambda= 34^{\circ} 53' 17,32463''$; $h= -1,433$ m (ENGEFOTO, 2007). As Figuras 4.17 e 4.18 ilustram a localização da estação V-12 e do vértice INSC respectivamente. As monografias dos mesmos estão descritas no Apêndice 2.



Figura 4.17 – Localização da estação V-12. Foto: Janeiro 2011.



Figura 4.18 - Localização do vértice INSC. Foto: Janeiro 2011.

O processamento e ajustamento foram efetuados no *software* TOPCON TOOLS 7.2 VER K com um grau de confiança de 95%, com dois vértices de controle (RECFE e V -12). Os relatórios do processamento são mostrados no Anexo 2 - Sítio Histórico de Olinda: processamento do Campo de Pontos de Referência. A representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, MR, IGRM e CASA 43 é mostrada na Figura 4.19

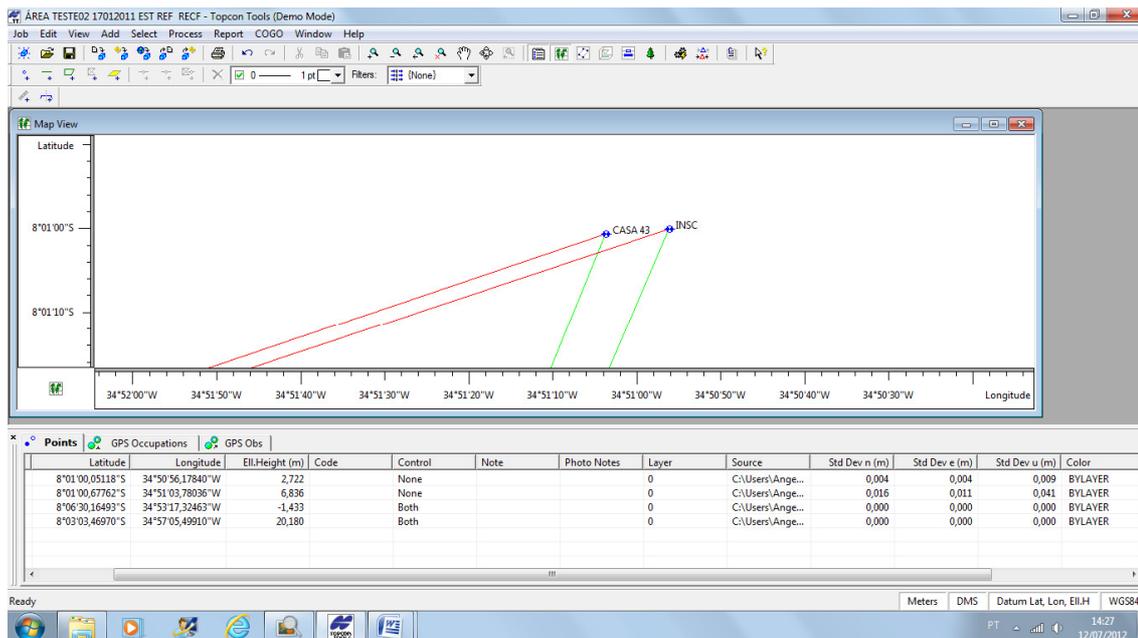


Figura 4.19 – Representação geométrica dos vetores linhas de base dos vértices BVM, CASA 43 e INSC a partir das estações de referência RECF e UFPE. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

Os desvios padrões horizontal da CASA 43 empregando as coordenadas da estação V-12 estabelecidas na monografia, não foi satisfatório. A Tabela 4.3 exhibe as coordenadas geodésicas (Φ , λ , h) e as planas retangulares UTM (E, N) e os referidos desvios padrão.

Tabela 4.3 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{Φ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
CASA43	-8°01'00,67762"	0,011	-34°51'03,78036"	0,016	295989,82903	9113379,09241	6,836	0,041
INSC	-8°01'00,05118"	0,004	-34°50'56,17840"	0,004	296222,55298	9113399,38806	2,722	0,009

Com o objetivo de melhorar a precisão dos vértices CASA 43 e INSC, V-12 teve suas coordenadas determinadas a partir da estação RECF e adotada para o novo processamento das coordenadas dos vértices anteriormente citados. As representações geométricas dos vetores linhas de base: de V-12 a partir de RECF e do processamento dos vértices CASA 43 e INSC a partir de V-12 são mostradas, respectivamente, nas Figuras 4.20 e 4.21.

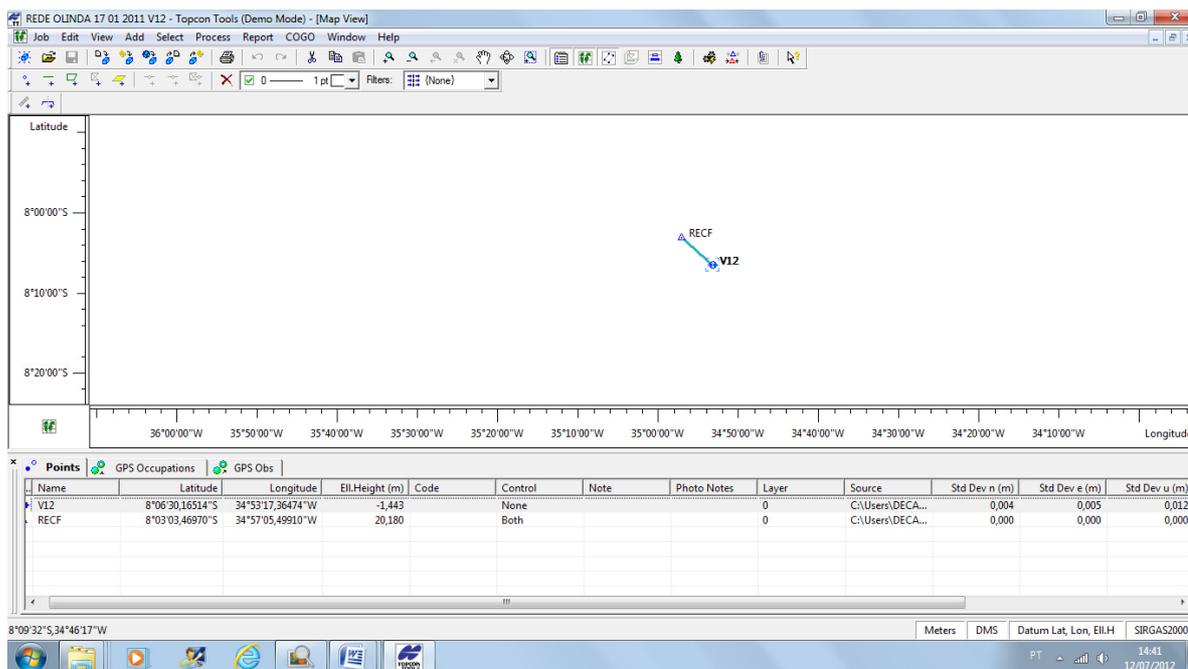


Figura 4.20 – Representação geométrica do vetor linha de base dos vértices RECF e V-12.
 Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

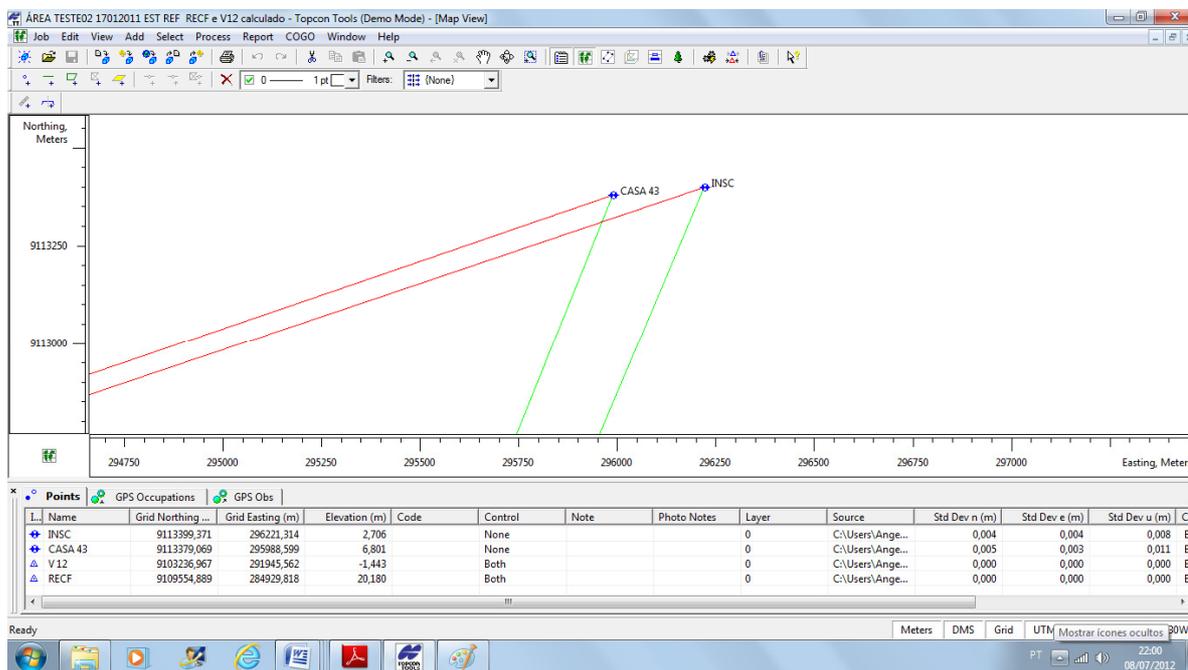


Figura 4.21 - Representação geométrica dos vetores linhas de base do processamento dos vértices CASA 43 e INSC a partir da estação de referência V-12. Fonte: *Software TOPCON TOOLS*.

As coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM da estação de referência V-12 redeterminadas neste trabalho são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000.

Fonte: *Software TOPCON TOOLS.*

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
V12	-8°06'30,16514"	0,005	-34°53'17,36474"	0,004	291945,56236	9103236,96707	-1,443	0,012

Um reproprocessamento e reajustamento foi efetuado com as novas coordenadas do ponto V-12 e o resultado foi satisfatório. A Tabela 4.5 expõe as coordenadas.

Tabela 4.5 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000.

Fonte: *Software TOPCON TOOLS.*

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
CASA43	-8°01'00,67819"	0,003	-34°51'03,82054"	0,005	295988,59862	9113379,06936	6,801	0,011
INSC	-8°01'00,05155"	0,004	-34°50'56,21885"	0,004	296221,31424	9113399,37112	2,706	0,008

4.2.1.3 Análises

Uma análise das campanhas realizadas nos dias 04/10/10 e 08/11/10 constatou-se que o resultado do desvio padrão das coordenadas do ponto CASA 43 não é aceitável (Tabela 4.2). Por isso foi realizada a campanha do dia 17/ 01/11 com o objetivo de melhorar esse resultado e após novo processamento e reproprocessamento obteve-se um resultado satisfatório (Tabela 4.5).

A Tabela 4.6 abaixo apresenta as coordenadas utilizadas neste trabalho e extraídas das Tabelas 4.2 e 4.5 descritas anteriormente.

Tabela 4.6 - Coordenadas Geodésicas e Planas Retangulares UTM em SIRGAS 2000. Fonte: *Software* TOPCON TOOLS.

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
BVM	-8°00'58,25187"	0,002	-34°51'09,58486"	0,002	295811,7290	9113452,8200	25,8330	0,006
CASA43	-8°01'00,67819"	0,003	-34°51'03,82054"	0,005	295988,59862	9113379,06936	6,801	0,011
IGRM	-8°00'47,90711"	0,002	-34°51'08,21604"	0,003	295852,2170	9113770,8450	46,6080	0,007
MR	-8°00'56,67229"	0,003	-34°51'10,15659"	0,003	295794,0010	9113501,2730	25,9420	0,010
INSC	-8°01'00,05155"	0,004	-34°50'56,21885"	0,004	296221,31424	9113399,37112	2,706	0,008

4.2.1.4 Análise e comparação dos resultados com as estruturas geodésicas pré-existent

Os pontos BVM, IGRM, MR do campo de pontos de referência compõem uma estrutura geodésica pré-existente que foi utilizada em GAMA (2008) – Área Teste 2. A Tabela 4.8 apresenta as discrepâncias entre as coordenadas da Tabela 4.2 e as coordenadas desses mesmos pontos calculadas em GAMA (2008) e apresentadas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Coordenadas geodésicas e Planas UTM em SIRGAS 2000. Fonte: GAMA (2008).

ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF E UFPE								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h(m)	σ_h (m)
BVM	-8° 00' 58,25218"	0,0117	-34°51'09,58459"	0,0105	295811,7378	9113452,8109	25,8777	0,0273
MR	-8°00'56,67227"	0,0159	-34°51'10,15654"	0,0106	295794,0027	9113501,2735	25,9751	0,0320
IGRM	-8°00'47,90707"	0,0109	-34°51'08,21589"	0,0098	295852,2211	9113770,8462	46,6375	0,0248
ART	-8°00'46,42496"	0,0111	-34°51'04,53899"	0,0090	295964,6226	9113816,8908	51,0268	0,0273

Tabela 4.8 - Discrepância de coordenadas planas retangulares UTM entre as coordenadas da Tabela 4.2 e as coordenadas desses mesmos vértices calculadas e descritas na Tabela 4.7.

DISCREPÂNCIAS (m)		
PONTO	ΔE	ΔN
BVM	0,0088	0,0091
IGRM	0,0041	0,0012
MR	0,0017	0,0005

Analisando a qualidade das coordenadas determinadas em 2008 (Tabela 4.7) com o emprego de receptores GPS com a qualidade das coordenadas determinadas neste trabalho (Tabela 4.6) com o emprego de receptores GNSS, verifica-se que o emprego da Tecnologia GNSS melhorou os resultados alcançados nas direções Este, Norte e h das estruturas geodésicas implantadas.

A Figura 4.22 representa o gráfico das discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM determinadas por GAMA (2008) e a Tabela 4.2.

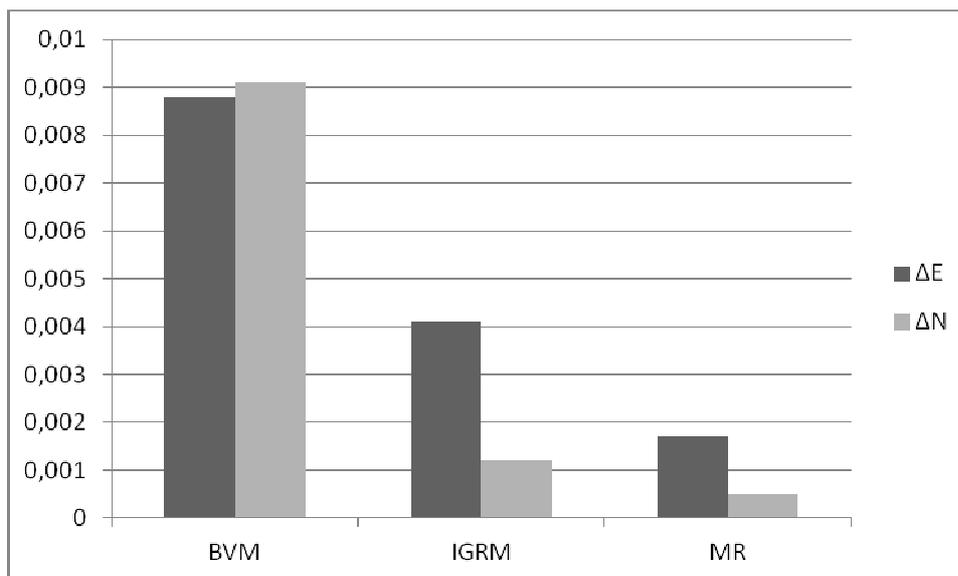


Figura 4.22 - Gráfico das discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM determinadas por GAMA(2008) e a Tabela 4.2.

Considerando a Tabela 4.8 e o gráfico da Figura 4.22, o ponto BVM apresenta a maior discrepância, com valores de 0,0088m para a coordenada Este e 0,0091m para a coordenada Norte. As menores discrepâncias foram encontradas para as coordenadas Este e Norte do vértice MR, com valores, respectivamente de 0,0017m e 0,0005m.

Neste trabalho serão considerados os resultados das coordenadas da Tabela 4.6.

4.2.2 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com Nível Digital

Neste item apresenta-se a metodologia empregada nos experimentos e as análises dos seus resultados. Na Área Teste estão implantados 7 (sete) RRNN, como descrito anteriormente, as quais definem o campo de pontos observado por meio do nivelamento geométrico de altíssima precisão (cf. item 3.3.2). A seguir será apresentada a descrição dos

O sistema de referência altimétrico das RRNN implantadas está fixado através da altitude da RN394D do IBGE, que corresponde a 15,9082 m de altitude, ajustada na data 15/06/2011.

A seguir são descritas as campanhas de medições realizadas.

4.2.2.1 Medições

A campanha de medição foi realizada em quatro dias: 11/07/2011, 13/07/2011, 14/07/2011 e 15/07/2011.

- **Dia 11/07/2011**

No primeiro dia, por causa da chuva, foi possível apenas transferir a altitude da RN394D para a RNSP. Por causa do acesso à RN394D do IBGE, decidiu-se implantar a RNSP próxima à RN 394D e abaixo das escadarias (Figura 4.25) localizadas na porta principal da Igreja de São Pedro. Desta forma os levantamentos nos dias seguintes tiveram como referência a RNSP. Assim, evita-se subir e descer as escadarias sempre que se precisar realizar uma medição de nivelamento na área. Além disso, evita-se também o número de estações devido à diferença de nível acentuada da RN394D do IBGE com respeito ao seu entorno.



Figura 4.25 – Referência de Nível RNSP. Foto: Julho 2011.

As Figuras 4.26, 4.27, 4.28 e 4.29 mostram as sequencias do procedimento do nivelamento geométrico e respectivas colocações das miras de Ré e Vante.



Figura 4.26 – Mira de Ré sobre a RN394D e primeira estação de nivelamento. Foto: Julho 2011.



Figura 4.27 – Mira de Vante sobre um ponto auxiliar materializado por uma sapata e primeira estação de nivelamento. Foto: Julho 2011.



Figura 4.28 – Mira de Ré sobre o ponto auxiliar e segunda estação de nivelamento. Foto: Julho 2011.



Figura 4.29 – Mira de Vante sobre a RNSP e fechamento do nivelamento geométrico. Foto: Julho 2011.

O nivelamento geométrico foi realizado por caminhamento envolvendo a RN394D e a RNSP, perfazendo um nivelamento e contranivelamento com quatro estações ao todo, ou seja, quatro lances (mínimo de 16,145m; máximo de 22,93m).

As Figuras 4.30 e 4.31 apresentam um esboço das linhas de nivelamento realizadas com o Nível Digital DNA – 03.

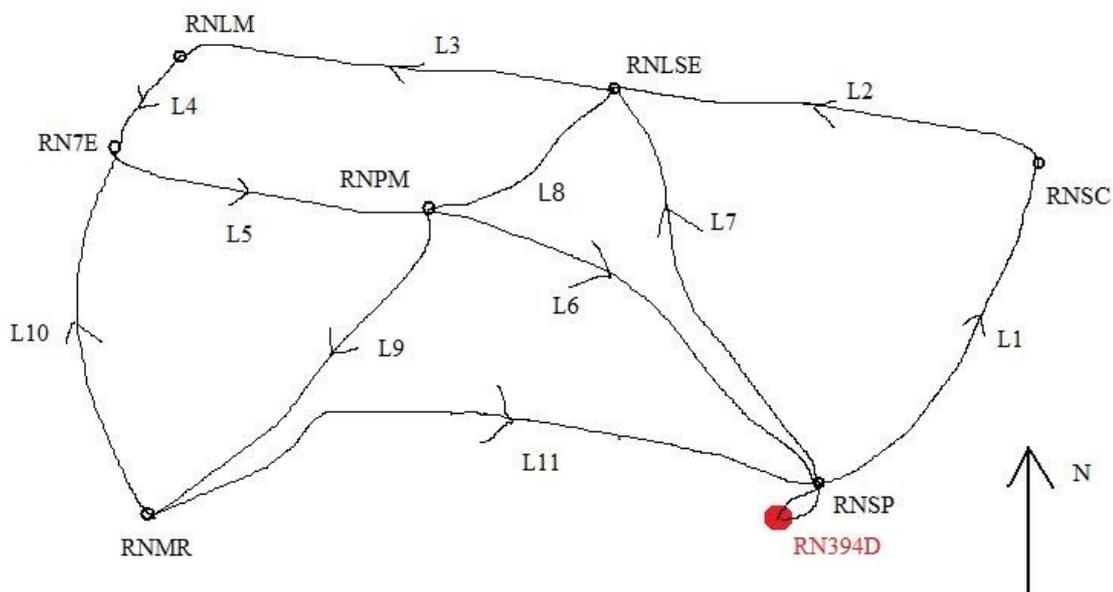


Figura 4.30 - Esboço dos Circuitos do Nivelamento Geométrico.

- **Dia 13/07/2011**

No segundo dia de medição o levantamento foi executado partindo do referencial altimétrico definido pela RNSP. O nivelamento geométrico foi realizado por caminhamento no entorno de diversas quadras urbanas, envolvendo seis (6) RRNN (RNSP, RNSC, RNLS, RNLM, RN7E, RNPM) de acordo com as Figuras 4.30 e 4.31, perfazendo um circuito fechado de 1134,875m. Composto por seis (6) linhas de nivelamento.

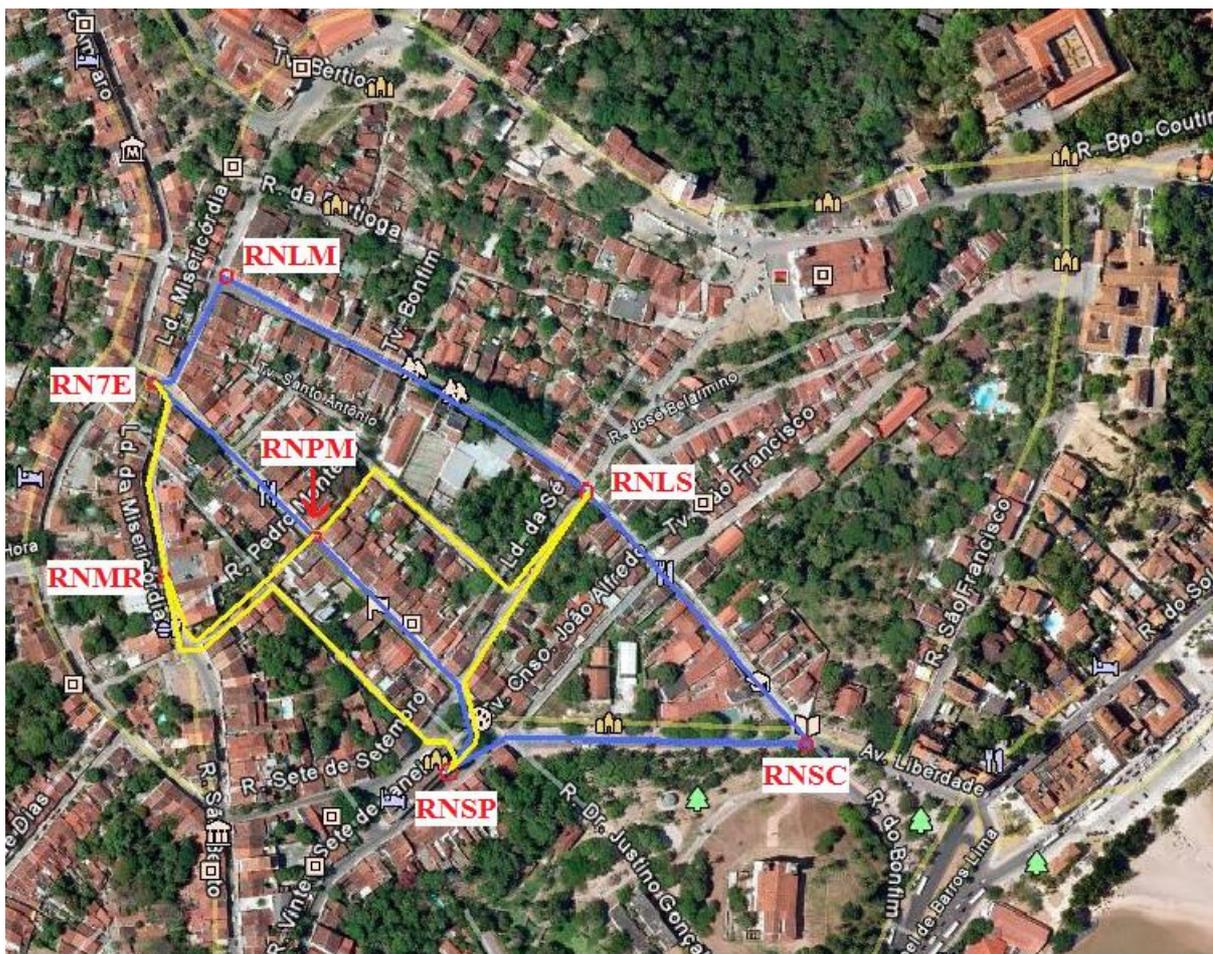


Figura 4.31 – Esboço em vista aérea da localização das RRNN. Fonte: *Google Earth* 2009.

A primeira linha da RNSP (Figura 4.32) para a RNSC (Figura 4.33) com 222,250m realizada por 7 lances, a segunda linha da RNSC (Figura 4.34) para a RNLSE (Figura 4.35) com 217,665m realizada por 10 lances, a terceira linha da RNLS para a RNLM (Figura 4.36) com 269,569 m realizada por 10 lances, a quarta linha da RNLM para a RN7E (Figura 4.37) com 96,275m realizada por 6 lances, a quinta linha da RN7E para a RNPM (Figura 4.38) com 153,575m realizada por 5 lances e a sexta linha da RNPM para a RNSP (Figura 4.39) com 175,545m realizada por 8 lances. Durante o percurso da sexta linha foi determinada a altitude de uma haste metálica localizada na Praça em frente à Igreja de São Pedro (Figura 4.40), a qual foi utilizada no terceiro dia de medição. Isto facilitou, pois o desnível entre esta haste metálica e a RNSP é acentuado, o que favoreceu em ganho de tempo para os próximos levantamentos.



Figura 4.32* – RNSP



Figura 4.33* – RNSC



Figura 4.34* - RNSC



Figura 4.35* - RNLSÉ

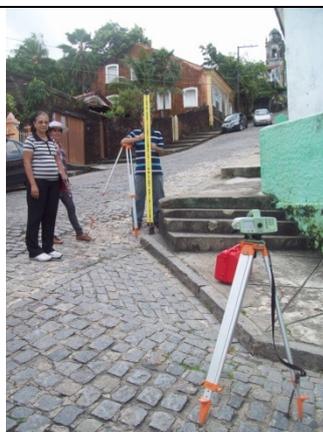


Figura 4.36* - RNLM



Figura 4.37* - RN7E



Figura 4.38* – RNPM



Figura 4.39* - RNSP



Figura 4.40* - HASTE

*Fotos: Julho 2011.

As medições com a mira de ínvar de 2m foram realizadas continuamente a partir das estações do caminhamento por visadas a Ré e a Vante. As medições com o equipamento foram realizadas da seguinte maneira: o instrumento está programado para realizar quatro medições sucessivas, ao término no *display* são apresentadas as médias e o desvio padrão da medição da altura e informado a distância horizontal do equipamento para a mira de ínvar. Nos resultados das medições dispostas no *display* estão consideradas a influência da curvatura terrestre, ou seja, estava ativada a função “EC” para a correção da curvatura da Terra. Significa que as alturas das miras medidas eletronicamente são automaticamente corrigidas em relação à curvatura da Terra. A medição neste segundo dia teve uma duração de 8 horas e 30 minutos com uma equipe formada por quatro pessoas. Além do nível digital utilizaram-se: duas sapatas (uma para a leitura da mira de Ré e outra para leitura da mira de vante), uma mira de ínvar de 2m, uma trena, dois tripés (um para a instalação do equipamento e outro para apoiar o braço do operador da mira no momento da verticalização da mira para a coleta dos dados, isto permitiu maior estabilidade da mira na vertical) e três cones de trânsito, colocados próximos a sapata de Ré, a sapata de Vante e ao instrumento).

- **Dia 14/07/2011**

No terceiro dia de medição o levantamento foi executado partindo do referencial altimétrico definido pela RNSP a partir da haste metálica localizada em frente a Igreja de São Pedro e determinada durante a sexta linha de nivelamento realizada no segundo dia de medição, como descrito anteriormente. O nivelamento geométrico foi realizado por caminhamento envolvendo cinco (5) RRNN (RNSP, ENLS, RNPM, RNMR, RN7E) de acordo com as Figuras 4.30 e 4.31, composto por cinco (5) linhas de nivelamento. A primeira linha da RNSP para a RNLS com 194,370m realizada por 9 lances, a segunda linha da RNLS para a RNPM com 291,860m realizada por 12 lances, a terceira linha da RNPM para a RNMR com 156,230 m realizada por 9 lances, a quarta linha da RNMR para a RN7E com 186,975 m realizada por 10 lances e a quinta linha da RNMR para a RNSP com 309,985 m realizada por 14 lances. Durante o percurso da terceira linha, por causa do desnível acentuado da Rua Pedro Monteiro, foi fixado um prego em frente à casa de nº 50 para poder economizar o tempo e aproveitar os dados para a realização da quinta linha de nivelamento da RNMR para a RNSP. A medição neste terceiro dia teve uma duração de 10 horas com uma equipe formada por cinco pessoas. O procedimento de medição foi o mesmo descrito anteriormente. No final da medição da quinta linha, por causa do anoitecer foi bastante difícil de se medir os últimos dois lances. Para facilitar foi utilizada a luz dos refletores de um carro para iluminar a mira e realizar as medições que restavam, caso contrário não teria sido possível fechar a linha de nivelamento. Outro fato ocorrido durante o dia e importante de se colocar aqui, diz respeito à influência de sombras projetadas na mira de ínvar. Quando há

ocorrência de sol e sombra na faixa de medição o instrumento não consegue medir e informa ao operador, que existe alguma interrupção no sinal. Um contorno para isso é posicionar a sapata em lugares com ausência de luz e sombra na mira.

Com a conclusão do terceiro dia foi possível a partir das linhas de nivelamento definidas fechar vários circuitos de nivelamento, o que permitiu calcular a altitude de uma mesma RN por diversos caminhos de medição como mostrado na Figura 4.30.

A Figura 4.41 a seguir ilustra o lance de Ré para a conclusão da segunda linha de nivelamento no RNPM e a Figura 4.42 ilustra a RNMR localizada em frente ao monumento histórico dedicado ao grito da Proclamação da República no dia 10 de novembro de 1719.



Figura 4.41 – Lance de Ré da última estação da linha de nivelamento L8 (caminhamento da RNLSE para RNPM). Foto: Julho 2011.



Figura 4.42 – Referência de Nível RNMR localizada em frente ao monumento histórico.

Foto: Julho 2011.

- **Dia 15/07/2011**

Por último no quarto dia da campanha de medição foram realizados três métodos de verificação de níveis (Kukkamaekki, Foerstner e Naebauer) na base de calibração do Laboratório de Metrologia Espacial (LAMEP) instalada nas imediações do Laboratório de Topografia (LATOP), ambos do Departamento de Engenharia Cartográfica, da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), para avaliar o erro de colimação (cf. itens 3.3.2.1) e estado do Nível Digital.

A seguir serão apresentados os resultados dos processamentos realizados pelo método empírico (cf. item 3.3.2.2.1) e pelo Método dos Mínimos Quadrados Correlatos (cf. item 3.3.2.2.2).

4.2.2.2 Processamento

Através do cálculo de compensação e da distribuição dos erros ocasionados no nivelamento geométrico, foram determinadas as altitudes das RRNN (Referências de Nível). O erro de fechamento no nivelamento geométrico de altíssima precisão é de $\leq 3\text{mm} (L)^{1/2}$, sendo L o perímetro do circuito durante a medição em km (IBGE, 1983). Para valores de fechamento maiores que este, recomenda-se um novo levantamento.

Conforme a NBR 13.133/94, que apresenta quatro categorias de classes de níveis, a classificação do Nível Digital DNA - 03 utilizado segundo o desvio padrão de 1km de duplo nivelamento é de precisão muito alta com valor $\leq \pm 1\text{mm/km}$.

4.2.2.2.1 Método Empírico ou Proporcional à Distância

Inicialmente transferiu-se a altitude da RN394D para a RNSP com um erro de 0,00011m através do nivelamento e contra - nivelamento. Esta última foi então considerada fixa e referência altimétrica com o valor de 12,72261m com respeito à RN394D.

A Tabela 4.9 a seguir apresenta o erro de fechamento para cada circuito formado. Foi ao todo um total de oito (8) circuitos calculados conforme apresentado no item 4.2.2.1 e de acordo com a Figura 4.43.

Tabela 4.9: Erro de fechamento e perímetro dos circuitos realizados pelo nivelamento geométrico.

CIRCUITO	LINHAS	PERÍMETRO [m]	ERRO DE FECHAMENTO [m]	LEITURA	DATA DA LEITURA
I	L1, L2 e L7	634,285	0,000220	1ª	13/07/2011
II	L1, L2, L3, L4, L5 e L6	1134,875	0,001920	1ª	13/07/2011
III	L1, L2, L8 e L6	907,320	0,000950	1ª	13 e 14/07/2011
IV	L7, L8 e L6	661,775	0,000730	1ª	13 e 14/07/2011
V	L11, L10, L5 e L6	826,080	-0,003595	1ª	13 e 14/07/2011
VI	L11, L9 e L6	641,760	-0,003675	1ª	13 e 14/07/2011
VII	L7, L3, L4, L5 e L6	889,330	0,001700	1ª	13 e 14/07/2011
VIII	L1, L2, L3, L4, -L10, -L9 e L6	1324,505	0,00184	1ª	13 e 14/07/2011

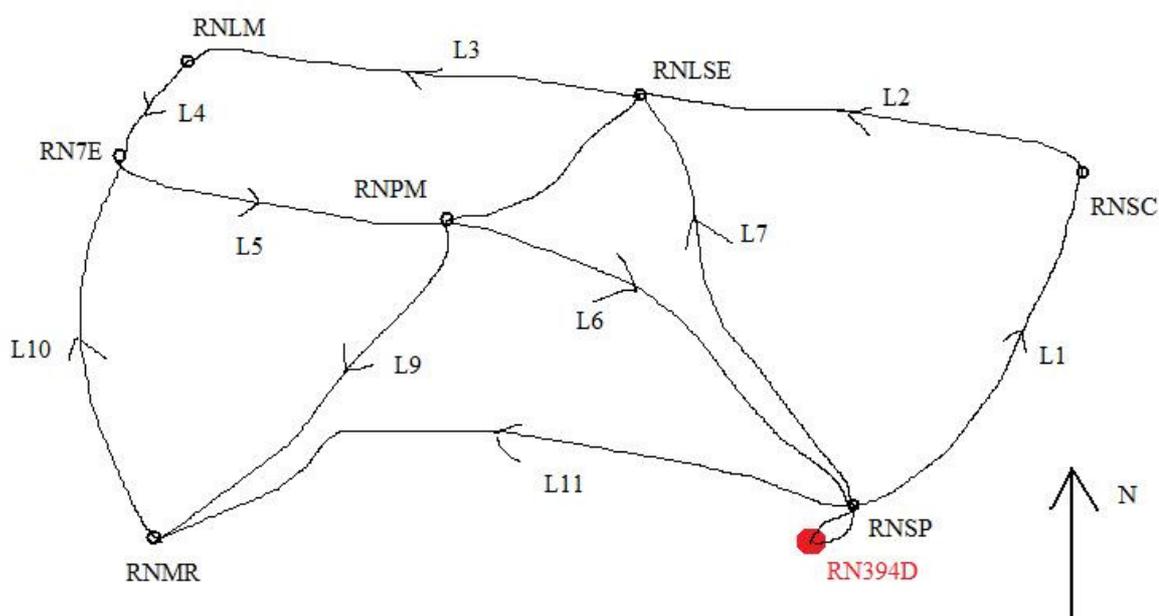


Figura 4.43 – Esboço dos circuitos do nivelamento geométrico.

A Tabela 4.10 apresenta as altitudes a priori das respectivas RRNN calculadas a partir de cada circuito realizado.

Tabela 4.10 - Altitudes das respectivas RRNN a priori. Unidades em (m).

CIRCUITO	HRNSP	HRNSC	HRNLSE	HRNLM	HRN7E	HRNPM	HRNMR
I	12,722610	8,722480	18,539465	-----	-----	-----	-----
II	12,722610	8,722480	18,539465	27,573940	19,912900	19,061560	-----
III	12,722610	8,722480	18,539465	-----	-----	19,060590	-----
IV	12,722610	-----	18,539245	-----	-----	19,060370	-----
V	12,722610	-----	-----	-----	19,907385	19,056045	31,905060
VI	12,722610	-----	-----	-----	-----	19,055965	31,905060
VII	12,722610	-----	18,539245	27,573720	19,912680	19,061340	-----
VIII	12,722610	8,722480	18,539465	27,573940	19,912900	19,061480	31,910575

A Tabela 4.11 apresenta as altitudes compensadas segundo o método empírico (cf. item 3.3.2.2.1) das respectivas RRNN a partir de cada circuito realizado.

Tabela 4.11 - Altitudes das respectivas RRNN compensadas segundo o método empírico. Unidades em (m).

CIRCUITO	HRNSPcomp	HRNSCcomp	HRNLSEcomp	HRNLMcomp	HRN7Ecomp	HRNPMcomp	HRNMRcomp
I	12,72261	8,72241	18,53931	-----	-----	-----	-----
II	12,72261	8,72211	18,53873	27,57274	19,91153	19,05992	-----
III	12,72261	8,72224	18,53901	-----	-----	19,05982	-----
IV	12,72261	-----	18,53905	-----	-----	19,05985	-----
V	12,72261	-----	-----	-----	19,90956	19,05889	31,90642
VI	12,72261	-----	-----	-----	-----	19,05865	31,90684
VII	12,72261	-----	18,53887	27,57283	19,91161	19,05997	-----
VIII	12,72261	8,72218	18,53886	27,57294	19,91178	19,05987	31,90918

A Tabela 4.12 apresenta informações sobre as linhas de nivelamento realizadas, conforme descrito anteriormente, durante a primeira campanha de medição.

Tabela 4.12 - Diferenças de nível a priori entre as RRNN e linhas de nivelamento: 1ª Medição.

SAÍDA	CHEGADA	$\Delta H[m]$	LINHA	Nº LANCE	COMPRIMENTO DA LINHA (m)
RNSP	RNSC	-4,000130	L1	7	222,250
RNSC	RNLSE	9,816985	L2	10	217,665
RNLSE	RNLM	9,034475	L3	10	269,565
RNLM	RN7E	-7,661040	L4	6	96,275
RN7E	RNPM	-0,851340	L5	5	153,575
RNPM	RNSP	-6,337030	L6	8	175,545
RNSP	RNLSE	5,816635	L7	9	194,370
RNLSE	RNPM	0,521125	L8	12	291,860
RNPM	RNMR	12,849095	L9	9	156,230
RNMR	RN7E	-11,997675	L10	10	186,975
RNMR	RNSP	-19,182450	-L11	14	309,985

Registraram-se algumas dificuldades durante a campanha de medição com o Nível Digital. A seguir serão listadas as mesmas e as soluções para contornar essas dificuldades:

- Por se tratar de uma área urbana há passagens de carros, de pedestres e a presença de obstáculos como árvores e postes. Procuraram-se quando possível realizar as medições ao longo das calçadas.
- As RRNN estão implantadas na Cidade Alta de Olinda. Por existir um desnível acentuado entre os altos e baixos interligados pelas ladeiras da cidade, foi necessário em alguns trechos diminuir a amplitude dos lances para a realização das medições.
- A projeção de sombras e luz solar na mira de ínvar ao mesmo tempo poderá dificultar as leituras realizadas pelo Nível Digital. Procurou-se evitar essas situações instalando-se a mira em locais completamente de sombras e em locais completamente de sol.
- A medição em período noturno deve ser realizada com acessório para iluminação. Como não tinha sido previsto isso, utilizou-se para o fechamento da linha de nivelamento L11 no RNSP a luz dos faróis de um carro.

A seguir será apresentado o processamento do campo de pontos de referência altimétrico, representado pelas estruturas geodésicas altimétricas implantadas, por meio do Método dos Mínimos Quadrados Correlatos (cf. item 3.3.2.3.2), utilizando os valores a priori da diferença de nível entre as RRNN fornecidas pela Tabela 4.12.

4.2.2.2 Método dos Mínimos Quadrados: Correlatos

O ajustamento da rede de nivelamento foi efetuado utilizando-se a altitude conhecida do ponto RNSP (Referência de Nível Igreja de São Pedro) com precisão de **0,3 mm \sqrt{k} (k em km)**, verificando-se o ajustamento a um nível de significância igual a 5%. Foram definidas as matrizes e vetores envolvidos, a elaboração de uma sequência de cálculos e análise dos resultados através do estudo da Matriz Variância - Covariância das observações ajustadas, dos resíduos e das altitudes ajustadas (cf. item 3.3.2.2.2). Também foi realizado o teste de hipóteses aplicado aos resultados. Por fim foi elaborada uma análise comparativa dos resultados obtidos no ajustamento e construída a barra de erro, com 95% de probabilidade para os parâmetros (altitudes ajustadas). Para realização dos cálculos foi utilizado o *software* MATLAB® R2009a. A Tabela 4.13 apresenta os valores a priori da diferença de nível entre as RRNN medidas apresentadas na Tabela 4.12.

Tabela 4.13 - Dados da Rede de Nivelamento Geométrico.

Linha Nivelada	Δh (m)	Distância (km)
RNSP-RNSC	-4,000130	0,222250
RNSC-RNLSE	9,816985	0,217665
RNLSE-RNLM	9,034475	0,269565
RNLM-RN7E	-7,661040	0,096275
RN7E-RNPM	-0,851340	0,153575
RNPM-RNSP	-6,337030	0,175545
RNSP-RNLSE	5,816635	0,194370
RNLSE-RNPM	0,521125	0,291860
RNPM-RNMR	12,849095	0,156230
RNMR-RN7E	-11,997675	0,186975
RNMR-RNSP	-19,182450	0,309985

As observações (l_b) são em número de onze (os desníveis medidos) e as incógnitas são seis (as altitudes das RRNN); resulta para as equações de condição: $r = n - u = 5$. O modelo do Método dos Correlatos é: $F(L_a) = 0$.

No ajustamento desta rede de nivelamento a altitude da RNSP é considerada fixa e igual a 12,722610 m. O objetivo é determinar as altitudes das outras RRNN. As setas do esquema (Figura 4.30) indicam o sentido em que o terreno se eleva. Na Tabela 4.13 estão as observações e o esquema gráfico.

Para escrever as equações de condição, foi tomada a atenção para que realmente sejam equações independentes entre si. Para efeito de simplificação foram feitas as seguintes considerações:

RNSP: Referência de Nível Igreja de São Pedro (H_1)

RNSC: Referência de Nível Igreja Nossa Senhora do Carmo (H_2)

RNLSE: Referência de Nível Ladeira da Sé (H_3)

RNLM: Referência de Nível Ladeira da Misericórdia (H_4)

RN7E: Referência de Nível Sétima Estação da Via Sacra (H_5)

RNPM: Referência de Nível Rua Presidente de Moraes (H_6)

RNMR: Referência de Nível Mercado da Ribeira (H_7)

São tomadas as equações:

$$-\Delta H_1^a - \Delta H_2^a + \Delta H_7^a = 0 \quad (4.1)$$

$$-\Delta H_8^a - \Delta H_6^a - \Delta H_7^a = 0 \quad (4.2)$$

$$-\Delta H_3^a - \Delta H_4^a - \Delta H_5^a + \Delta H_8^a = 0 \quad (4.3)$$

$$\Delta H_5^a + \Delta H_{10}^a + \Delta H_9^a = 0 \quad (4.4)$$

$$-\Delta H_9^a - \Delta H_{11}^a + \Delta H_6^a = 0 \quad (4.5)$$

As equações de condição transformadas se escrevem a partir das equações de condição:

$$-l_1^b - l_2^b + l_7^b - v_1 - v_2 + v_7 = 0 \quad (4.6)$$

$$-l_8^b - l_6^b - l_7^b - v_8 - v_6 - v_7 = 0 \quad (4.7)$$

$$-l_3^b - l_4^b - l_5^b + l_8^b - v_3 - v_4 - v_5 + v_8 = 0 \quad (4.8)$$

$$l_5^b + l_{10}^b + l_9^b + v_5 + v_{10} + v_9 = 0 \quad (4.9)$$

$$-l_9^b - l_{11}^b + l_6^b - v_9 - v_{11} + v_6 = 0$$

$$\text{Organizando, resulta: } B.V + W = 0 \qquad -v_1 - v_2 + v_7 + w_1 = 0 \qquad (4.10)$$

$$-v_8 - v_6 - v_7 + w_2 = 0 \qquad (4.11)$$

$$-v_3 - v_4 - v_5 + v_8 + w_3 = 0 \qquad (4.11)$$

$$v_5 + v_{10} + v_9 + w_4 = 0 \qquad (4.12)$$

$$-v_9 - v_{11} + v_6 + w_5 = 0 \qquad (4.13)$$

O modelo sendo linear, os coeficientes dos resíduos representam as derivadas parciais, resultando a matriz B .

$$B = \frac{\partial F}{\partial L_a} \Big|_{L_b}$$

$$B = \begin{pmatrix} -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & -1 \end{pmatrix}_{5 \times 11}$$

O vetor erro de fechamento será:

$$W = F(L_b) = \begin{pmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ w_4 \\ w_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -l_1^b - l_2^b + l_7^b \\ -l_8^b - l_6^b - l_7^b \\ -l_3^b - l_4^b - l_5^b + l_8^b \\ l_5^b + l_{10}^b + l_9^b \\ -l_9^b - l_{11}^b + l_6^b \end{pmatrix} [m]$$

Equações Normais:

$$M.K + W = 0 \qquad (4.14)$$

$$M.K = -W \qquad (4.15)$$

$$M^{-1}.M.K = -M^{-1}.W \quad (4.16)$$

$$K = -M^{-1}.W \quad (4.17)$$

$$\text{com } M = B.P^{-1}.B^T \quad (4.18)$$

Conhecidas as matrizes W e B , posteriormente escreve-se a matriz dos pesos:

$$\sigma_i = 0,3mm\sqrt{k_i} \text{ (Tolerância altimétrica)} \quad (4.19)$$

$$\sigma_i^2 = (0,3 \times 10^{-3} \sqrt{k_i})^2 \quad (4.20)$$

$$\sigma_i^2 = 9 \times 10^{-8} .k_i \quad (4.21)$$

$$P_{n \times n} = \sigma_0^2 \cdot \sum_{n \times n} L_b^{-1} \quad (4.22)$$

$$P_{n \times n} = \sigma_0^2 \cdot \begin{pmatrix} 1/\sigma_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1/\sigma_2^2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 1/\sigma_n^2 \end{pmatrix}_{n \times n}$$

Sigma a priori adotado é igual a $\sigma_0^2 = 9 \times 10^{-8}$.

Adotando este sigma a priori, a matriz P resulta:

$$P_{n \times n} = \begin{pmatrix} 1/k_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1/k_2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 1/k_n \end{pmatrix}_{n \times n}$$

Então:

$$P_{1 \times 1} = k_i^{-1} \quad (4.23)$$

$$P_{1 \times 1}^{-1} = k_i \quad (4.24)$$

A distância de cada seção é representada por k_i e o desnível medido por h_i , dados na Tabela 4.13. As observações são não correlacionadas e as variâncias são proporcionais às distâncias k_i em km. São calculadas as altitudes ajustadas usando o Método dos Correlatos (cf. item 3.3.2.2.2), fazendo para isso as seguintes considerações conceituais:

a) que as observações são independentes, a matriz P é diagonal;

b) que os pesos sejam inversamente proporcionais aos comprimentos das linhas ($P_i = 1/k_i$)

$$M = B.P^{-1}.B^T \quad (4.25)$$

$$K = -M^{-1}.W \quad (4.26)$$

Cálculo do vetor dos resíduos é dado por:

$$V = P^{-1}.B^T.K \quad (4.27)$$

Cálculo dos desníveis ajustados – observações ajustadas (em metros), que são as incógnitas

$$L_a = L_b + V \quad (4.28)$$

Na Tabela 4.13 estão as observações, desníveis (L_b).

Variância da unidade de peso a posteriori:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T.P.V}{n-u} \quad (4.29)$$

$$\hat{\sigma}_0^2 = 4,926 \times 10^{-6}$$

(A) Análise da qualidade do ajustamento

Baseado na comparação entre $\hat{\sigma}_0^2$ e σ_0^2 . Para análise é utilizado o teste Qui-Quadrado (GEMAEL, 1994), conhecido como Teste Global do Modelo (TGM) ou Teste n-dimensional.

O teste leva a formação de duas hipóteses:

$$\begin{cases} H_0 : E\{\hat{\sigma}_0^2\} = \sigma_0^2 \\ H_1 : E\{\hat{\sigma}_0^2\} > \sigma_0^2 \end{cases} \quad (4.30)$$

Para a validação de uma das hipóteses, compara-se o valor calculado:

$$T = \chi_c^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \cdot gl = \frac{4,926 \times 10^{-6}}{9 \times 10^{-8}} \cdot 5$$

$$T = \chi_c^2 = 54,733 \times 5 = 273,665$$

Que tem distribuição χ^2 , com graus de liberdade ($gl = 5$), com os valores teóricos da distribuição $\chi_{(gl, 1-\alpha)}^2$.

A hipótese nula H_0 não é rejeitada, ao nível de significância $\alpha = 5\%$, no teste estatístico, se:

$$T < \chi_{(gl, 1-\alpha)}^2$$

Caso contrário, $T > \chi_{(gl, 1-\alpha)}^2$, significa que há problemas no ajustamento. Portanto, sendo $\chi_{(5; 0,95)}^2 = 11,07$, o teste não é aceito, pois: $T = 273,665 > \chi_{(5; 0,95)}^2 = 11,07$.

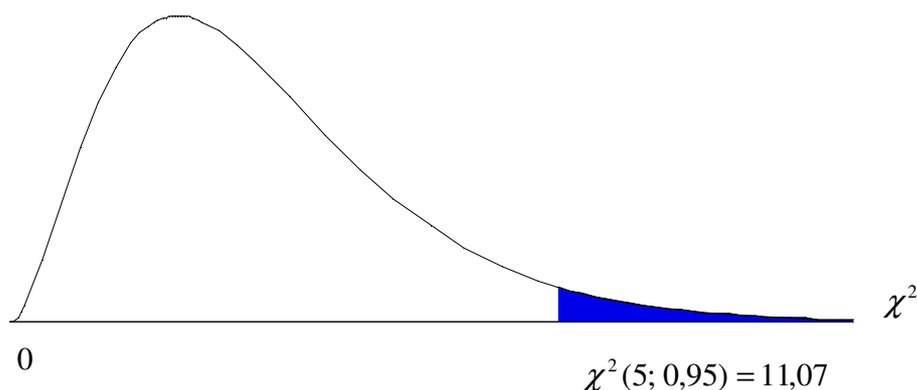


Figura 4.44 – Distribuição do Qui- Quadrado χ^2

A hipótese alternativa é rejeitada ao nível de significância de 5%. Desta forma o ajustamento não é aceito, pois existem erros envolvidos. As possíveis causas do ajustamento não ser aceito podem ser:

- o modelo funcional não representa a realidade física;
- a Matriz Variância-Covariância das observações não está apropriadamente determinada (reponderar as observações);
- erros grosseiros ou sistemáticos presentes no ajustamento.

Desta forma, torna-se necessário realizar um teste estatístico para identificar observações com erros grosseiros ou sistemáticos.

(A1) Teste estatístico para identificação das observações com erros grosseiros

O teste é baseado no resíduo e na sua Matriz Variância-Covariância. O resíduo que contradiz uma propriedade estatística $E\{v\} = 0$ é designado *outlier*.

Alguns dos métodos para identificação de erros grosseiros são (MONICO, 2008), (GEMAEL, 1994) e (MENDONÇA et al., 2010) :

- Método de Baarda (BAARDA, 1968) – *Data Snooping* (Teste w);
- Método de Pope (Pope, 1976) – Teste Tau;
- *Danish method* – estimador robusto.

Neste trabalho, utiliza-se o Método de Baarda.

(A2) Método de Baarda – *Data Snooping*

Para aplicar o Método de Baarda deve-se conhecer os resíduos bem como a sua Matriz Variância-Covariância, pois neste método calcula-se as correções normalizadas da seguinte forma:

$$W = \frac{C^T . P . V}{C^T . P . \Sigma V . P . C} \quad (4.31)$$

onde:

C é um vetor n-dimensional, contendo elementos unitários para as observações a serem testadas e zero para as demais posições.

$$C = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}_{n \times 1} \quad (4.32)$$

Quando a Matriz Variância-Covariância das observações é diagonal, pode-se calcular o valor de w para cada observação.

$$w_i = \frac{v_i}{\sigma v_i}, \text{ com } 1 < i < n;$$

w_i : correção não normalizada

v_i : resíduo da i -ésima observação;

σv_i : desvio padrão da i -ésima observação.

Considerando que a Matriz Variância-Covariância dos resíduos deve ser calculada usando o fator de variância a priori, têm-se:

Cálculo da MVC dos resíduos:

$$\sum V = \sigma_0^2 \cdot P^{-1} \cdot B^T \cdot M^{-1} \cdot B \cdot P^{-1} \quad (4.33)$$

$$\sum_{1 \times 1} V = \sigma_0^2 \cdot \begin{matrix} P^{-1} \\ 1 \times 1 \end{matrix} \cdot \begin{matrix} B^T \\ 1 \times 5 \end{matrix} \cdot \begin{matrix} M^{-1} \\ 5 \times 5 \end{matrix} \cdot \begin{matrix} B \\ 5 \times 1 \end{matrix} \cdot \begin{matrix} P^{-1} \\ 1 \times 1 \end{matrix} \quad (4.34)$$

Para a não rejeição de uma hipótese deve-se comparar o valor teórico $(-N_{\frac{\alpha_0}{2}}; N_{\frac{\alpha_0}{2}})$, com o valor calculado w . Os valores w calculados, para cada observação são dados a seguir:

$$w_1 = -6,3117$$

$$w_2 = 6,3117$$

$$w_3 = -0,010055$$

$$w_4 = -0,010055$$

$$w_5 = -0,00014445$$

$$w_6 = 9,5948$$

$$w_7 = -0,0066428$$

$$w_8 = -6,3117$$

$$w_9 = -16,333$$

$$w_{10} = 0,0081862$$

$$w_{11} = -16,333$$

Verificação

Sendo $\alpha = n \cdot \alpha_o$

$$\frac{\alpha}{n} = \alpha_o \quad n = \text{número de observações}$$

$$\alpha_o = \frac{0,05}{11}$$

$$\alpha_o = 0,0045$$

$$\text{Região de Rejeição} = 2 \times 0,0045 = 0,009$$

$$\text{Região de Aceitação} = 1 - 0,009 = 0,991$$

A seguir é dado o gráfico da distribuição Normal.

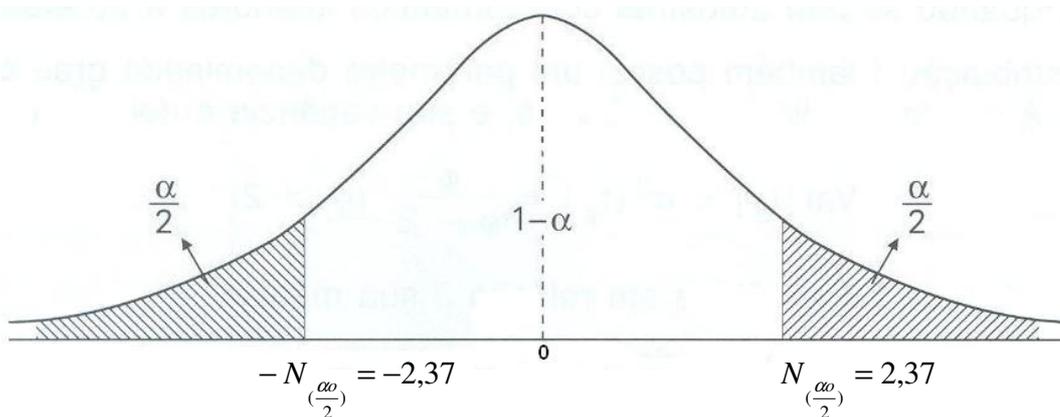


Figura 4.45 – Distribuição Normal

A estatística w_i tem distribuição \sqrt{F} com graus de liberdade 1 e $\infty, \sqrt{F_{1,\infty}}$ ou

$$w_i \sim N_{\frac{\alpha}{2}(0,1)}$$

Hipóteses:

$$\begin{cases} H_0 : v_i = 0 \\ H_1 : v_i \neq 0 \end{cases}$$

A hipótese básica H_0 não é rejeitada a um determinado nível de significância

$$\alpha_o = \frac{\alpha}{n} = 0,0045, \text{ se:}$$

$$-N_{\frac{\alpha_o}{2}} < w_i < N_{\frac{\alpha_o}{2}} \text{ ou } -\sqrt{\chi_{\alpha_o,1}^2} < w_i < \sqrt{\chi_{\alpha_o,1}^2}$$

Caso contrário, a observação i contém erro grosseiro. Detectado mais de uma observação com erro será eliminada a que representar a maior estatística $|w_i|$, pois o teste é unidimensional. O teste deve ser repetido até que todas as observações com erro sejam eliminadas. Portanto, o intervalo será:

$$-N_{\frac{\alpha_o}{2}} < w_i < N_{\frac{\alpha_o}{2}}$$

$$-2,37 < w_i < 2,37$$

Como se pode observar 6 observações estão na área de rejeição, eliminando-se a observação que possui a maior estatística $|w_i|$. A observação que foi eliminada foi à

observação L11, correspondente à estatística W_{11} , ou seja, o desnível de RNMR para RNSP. Reiniciando-se um novo ajustamento.

(B) Novo ajustamento

Para o novo ajustamento foi retirado o circuito contendo a observação L11. A Figura 4.46 ilustra o esboço dos circuitos do nivelamento geométrico sem a linha de nivelamento L11. O ajustamento da rede de nivelamento foi calculado novamente utilizando-se a altitude conhecida do ponto RNSP (Referência de Nível Igreja de São Pedro) com precisão de **0,3 mm \sqrt{k} (k em km)**, verificando-se o ajustamento a um nível de significância igual a 5%.

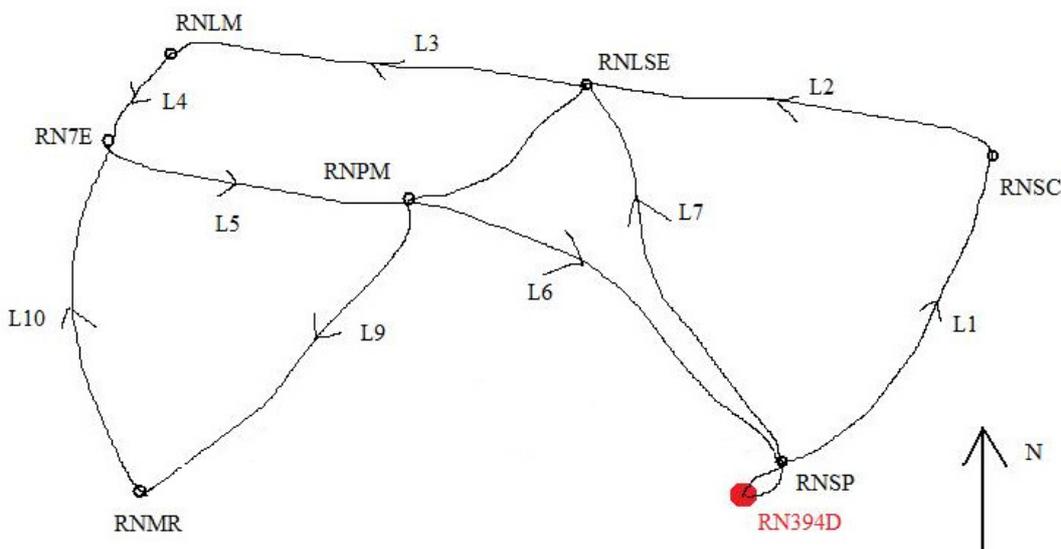


Figura 4.46 – Esboço dos circuitos do nivelamento geométrico sem a linha de nivelamento L11.

São tomadas as equações:

$$-\Delta H_1^a - \Delta H_2^a + \Delta H_7^a = 0$$

$$-\Delta H_8^a - \Delta H_6^a - \Delta H_7^a = 0$$

$$-\Delta H_3^a - \Delta H_4^a - \Delta H_5^a + \Delta H_8^a = 0$$

$$\Delta H_5^a + \Delta H_{10}^a + \Delta H_9^a = 0$$

As equações de condição transformadas se escrevem a partir das equações de condição:

$$-l_1^b - l_2^b + l_7^b - v_1 - v_2 + v_7 = 0$$

$$-l_8^b - l_6^b - l_7^b - v_8 - v_6 - v_7 = 0$$

$$-l_3^b - l_4^b - l_5^b + l_8^b - v_3 - v_4 - v_5 + v_8 = 0$$

$$l_5^b + l_{10}^b + l_9^b + v_5 + v_{10} + v_9 = 0$$

Organizando, resulta: $B.V + W = 0$

$$-v_1 - v_2 + v_7 + w_1 = 0$$

$$-v_8 - v_6 - v_7 + w_2 = 0$$

$$-v_3 - v_4 - v_5 + v_8 + w_3 = 0$$

$$v_5 + v_{10} + v_9 + w_4 = 0$$

O modelo sendo linear, os coeficientes dos resíduos representam as derivadas parciais, resultando a matriz B .

$$B = \frac{\partial F}{\partial L_a} \Big|_{L_b}$$

$$B = \begin{pmatrix} -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \end{pmatrix}_{5 \times 11}$$

O vetor erro de fechamento será:

$$W = F(L_b) = \begin{pmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ w_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -l_1^b - l_2^b + l_7^b \\ -l_8^b - l_6^b - l_7^b \\ -l_3^b - l_4^b - l_5^b + l_8^b \\ l_5^b + l_{10}^b + l_9^b \end{pmatrix} [m]$$

Considerando os dados descritos anteriormente, apenas alterando-se a ordem das matrizes, foram realizados os cálculos referente às Equações Normais:

$$M = B.P^{-1}.B^T$$

$$K = -M^{-1}.W$$

Cálculo do vetor dos resíduos:

$$V = P^{-1}.B^T.K$$

Cálculo dos desníveis ajustados – observações ajustadas (em metros), que são as incógnitas:

$$L_a = L_b + V$$

Variância da unidade de peso a posteriori:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T.P.V}{n-u}$$

$$\hat{\sigma}_0^2 = 1,5499 \times 10^{-7}$$

(B1) Análise da qualidade do ajustamento

Novamente baseado na comparação entre $\hat{\sigma}_0^2$ e σ_0^2 . O teste leva a formação de duas hipóteses:

$$\begin{cases} H_0 : E\{\hat{\sigma}_0^2\} = \sigma_0^2 \\ H_1 : E\{\hat{\sigma}_0^2\} > \sigma_0^2 \end{cases}$$

Para a validação de uma das hipóteses compara-se o valor calculado:

$$T = \chi_c^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \cdot gl = \frac{9,620 \times 10^{-7}}{9 \times 10^{-8}} \cdot 4$$

$$T = \chi_c^2 = 10,6889 \times 4 = 42,7556$$

que tem distribuição χ^2 , com graus de liberdade (gl = 4), com os valores teóricos da distribuição $\chi_{(gl, 1-\alpha)}^2$. A hipótese nula H_0 é rejeitada e o teste não é aceito, ao nível de significância $\alpha = 5\%$, pois $T = 42,7556 > \chi_{(4;0,95)}^2 = 9,49$

Adotando-se a precisão de 0,3 mm \sqrt{k} (k em km) verifica-se que houve superestimação da precisão nominal do Nível Digital empregado. Por isso realizou-se o teste com uma precisão de 0,5 mm \sqrt{k} (k em km) e 1 mm \sqrt{k} (k em km), obtendo-se os seguintes valores:

- Teste com 0,5 mm \sqrt{k} (k em km)

$$\sigma_i = 0,5mm\sqrt{k_i} \text{ (Tolerância altimétrica)} \quad (4.35)$$

$$\sigma_i^2 = (0,5 \times 10^{-3} \sqrt{k_i})^2 \quad (4.36)$$

$$\sigma_i^2 = 0,25 \times 10^{-6} \cdot k_i \quad (4.37)$$

$$\text{Obtendo-se } T = \chi_c^2 = 15,3920$$

A hipótese nula H_0 é novamente rejeitada e o teste não é aceito, ao nível de significância $\alpha = 5\%$, pois $T = 15,3920 > \chi_{(4;0,95)}^2 = 9,49$.

- Teste com 1,0 mm \sqrt{k} (k em km)

$$\sigma_i = 1,0mm\sqrt{k_i} \text{ (Tolerância altimétrica)} \quad (4.38)$$

$$\sigma_i^2 = (1,0 \times 10^{-3} \sqrt{k_i})^2 \quad (4.39)$$

$$\sigma_i^2 = 1,0 \times 10^{-6} \cdot k_i \quad (4.40)$$

$$\text{Obtendo-se } T = \chi_c^2 = 3,8480$$

A hipótese nula H_0 não é rejeitada e o teste é aceito, ao nível de significância $\alpha = 5\%$, pois $T = 3,8480 < \chi_{(4;0,95)}^2 = 9,49$.

Portanto, sendo $\chi_{(4;0,95)}^2 = 9,49$, o teste é aceito, pois:

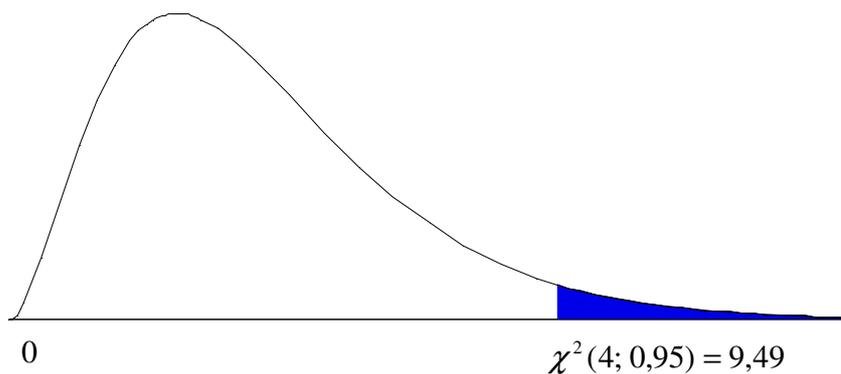


Figura 4.47 – Distribuição do Qui – Quadrado χ^2 .

A hipótese alternativa não é rejeitada ao nível de significância de 5%. Desta forma o ajustamento é aceito.

Verificações: As equações de condição, tanto naturais como as transformadas, prestam-se às verificações, as primeiras mediante os desníveis ajustados e as segundas mediante os resíduos.

$$\begin{aligned}
 -l_1^a - l_2^a + l_7^a &= 4,0003 - 9,8168 + 5,8163 = 0 \\
 -l_8^a - l_6^a - l_7^a &= -0,52088 + 6,3372 - 5,8163 = 0 \\
 -l_3^a - l_4^a - l_5^a + l_8^a &= -9,0333 + 7,661 + 0,85134 + 0,52088 = 0 \\
 l_5^a + l_{10}^a + l_9^a &= -0,85134 - 11,998 + 12,849 = 0
 \end{aligned}$$

Ou ainda, $-v_1 - v_2 + v_7 + w_1 = 0$

$$-v_8 - v_6 - v_7 + w_2 = 0$$

$$-v_3 - v_4 - v_5 + v_8 + w_3 = 0$$

$$v_5 + v_{10} + v_9 + w_4 = 0$$

(B2) Cálculo das altitudes

As altitudes das estações são obtidas a partir da altitude fixa (RNSP) somando-se os respectivos desníveis ajustados, independentemente do “caminho percorrido”;

$$H_2 = H_1 + l_1^a$$

$$H_3 = H_1 + l_1^a + l_2^a$$

$$H_4 = H_1 + l_1^a + l_2^a + l_3^a$$

$$H_5 = H_1 - l_6^a - l_5^a$$

$$H_6 = H_1 - l_6^a$$

$$H_7 = H_1 - l_6^a + l_9^a$$

A Matriz Variância - Covariância das altitudes corrigidas é obtida através da propagação nas expressões anteriores que fornecem seus valores:

$$\sum H = G \cdot \sum L_a \cdot G^T$$

Sendo a matriz G dada abaixo:

$$G_{6 \times 10} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}_{6 \times 10}$$

Substituindo a MVC das observações ajustadas e a matriz G dos coeficientes, resulta que:

$$\sum_{6 \times 6} H = G_{6 \times 10} \cdot \sum_{10 \times 10} L_a \cdot G^T_{10 \times 6} (m^2)$$

Assim, são dadas as altitudes calculadas pelas equações descritas anteriormente (em metros):

$$H_2 = 8,72231 \pm 0,00012289$$

$$H_3 = 18,53911 \pm 0,00014281$$

$$H_4 = 27,57241 \pm 0,00018769$$

$$H_5 = 19,91115 \pm 0,00016298$$

$$H_6 = 19,05981 \pm 0,00011288$$

$$H_7 = 31,90881 \pm 0,00016372$$

Cálculos para a construção da barra de erro com 95% de probabilidade para os parâmetros (altitudes ajustadas):

$$E_{95} = z \times \sigma$$

$$E_{95} = 1,96\sigma$$

$$z = 1,96$$

$$N_{Z(1,96)} = 0,95$$

$$1 - \alpha = 95\%$$

$$\alpha = 0,05$$

$$P = 1 - \alpha / 2 = 1 - 0,025$$

$$P = 0,975 \Leftrightarrow z = 1,96$$

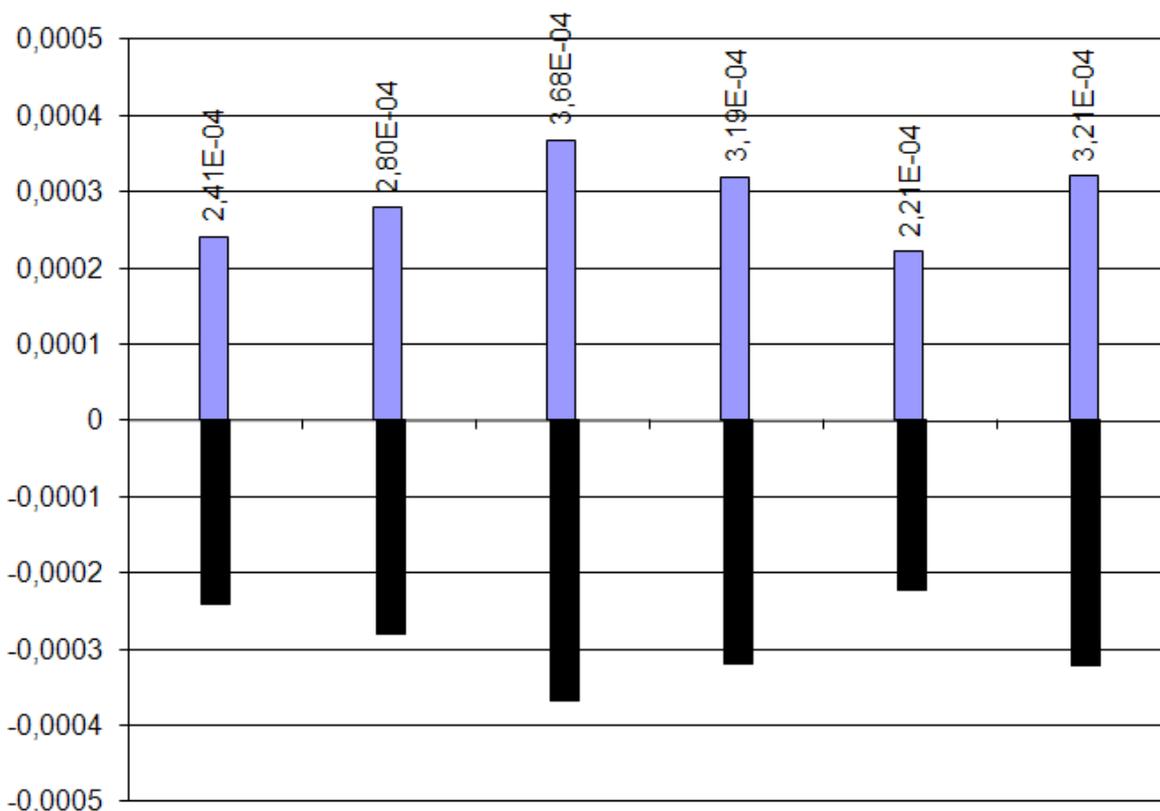


Figura 4.48 - Barra de Erros para a Matriz Variância-Covariância das altitudes ajustadas (metros).

Cálculo da Matriz Variância - Covariância das observações ajustadas - $\sum L_a$

$$\sum L_a = \sigma_0^2 \cdot P^{-1} \cdot [I - B^T \cdot M^{-1} \cdot B \cdot P^{-1}]$$

$$\sum_{10 \times 10} L_a = \sigma_0^2 \cdot P^{-1} \cdot \left[\begin{matrix} I & - & B^T & \cdot & M^{-1} & \cdot & B & \cdot & P^{-1} \end{matrix} \right] (m)$$

onde: I é a Matriz Identidade.

Os elementos da matriz MVC das observações ajustadas são dados abaixo (em metros):

$$l_1^a = -4,000130 \pm 0,00012289$$

$$l_2^a = 9,816985 \pm 0,00012203$$

$$l_3^a = 9,034475 \pm 0,00020076$$

$$l_4^a = -7,661040 \pm 0,000093085$$

$$l_5^a = -0,85134 \pm 0,00011757$$

$$l_6^a = -6,337030 \pm 0,00011288$$

$$l_7^a = 5,816635 \pm 0,00014282$$

$$l_8^a = 0,521125 \pm 0,00013348$$

$$l_9^a = 12,849095 \pm 0,00011858$$

$$l_{10}^a = -11,997675 \pm 0,00016698$$

Cálculo da Matriz Variância-Covariância dos resíduos (em metros):

$$\sum V = \sigma_0^2 P^{-1} B^T M^{-1} B P^{-1}$$

$$v_1 = -0,00018371 \pm 6,9998 \times 10^{-5}$$

$$v_2 = -0,00017992 \pm 6,8554 \times 10^{-5}$$

$$v_3 = -0,0012113 \pm 0,15576$$

$$v_4 = -4,326 \times 10^{-10} \pm 5,5629 \times 10^{-8}$$

$$v_5 = -6,2436 \times 10^{-10} \pm 1,3866 \times 10^{-7}$$

$$v_6 = -0,00014511 \pm 5,5288 \times 10^{-5}$$

$$v_7 = -0,00034364 \pm 0,13226$$

$$v_8 = -0,00024125 \pm 9,1921 \times 10^{-5}$$

$$v_9 = 6,6846 \times 10^{-11} \pm 1,0839 \times 10^{-7}$$

$$v_{10} = 8 \times 10^{-5} \pm 0,12972$$

O modelo matemático adotado demonstrou ser de utilização simples e eficaz, sem, entretanto, apresentar menor precisão que os demais possíveis, não requerendo maiores complexidades nas formulações empregadas para o ajustamento.

De acordo com os testes de hipóteses realizados, verifica-se que o ajustamento desta rede de nivelamento geométrico está dentro do intervalo de confiança estabelecido pela distribuição Qui-Quadrado χ^2 , ao nível de 5% de significância, ou seja, em 95% de confiança.

4.2.2.3 Análises e Comparação dos Resultados entre o Método Empírico e o MMQ - Correlatos

Na Tabela 4.14 são apresentadas as discrepâncias (m) entre os valores médios das altitudes das RRNN obtidas pelo método empírico calculados a partir da Tabela 4.11 e os valores ajustados através do Método dos Mínimos Quadrados Correlatos. Para o cálculo das médias das altitudes das RRNN obtidas pelo método empírico foram eliminados os circuitos V e VI, que continham a linha de nivelamento L11.

Tabela 4.14 – Discrepâncias das altitudes das RRNN obtidas entre o método empírico e o MMQ – Correlatos.

RRNN	Método Empírico (m)	MMQ – Correlatos (m)	Discrepâncias (m)
RNSP	12,72261	12,72261	_____
RNSC	8,72224	8,72231	-0,00007
RNLSE	18,53897	18,53911	-0,00014
RNLM	27,57284	27,57241	0,00043
RN7E	19,91164	19,91115	-0,00049
RNPM	19,05989	19,05981	0,00008
RNMR	31,90918	31,90881	0,00037

Analisando as discrepâncias tem-se o maior valor em módulo igual a 0,00049m para a Referência de Nível RN7E e o menor valor igual a 0,00007m para a RNSC.

4.2.3 Medição, Processamento e Análise dos Resultados do Campo de Pontos de Referência com Estação Total

O Levantamento no Sistema Topográfico Local do campo de pontos de referência, aplicando os métodos de medições terrestres com emprego da Estação Total, foi realizado em dias distintos: 17/12/2011, 19/12/2011 e 20/11/2011.

4.2.3.1 Medições

A seguir serão apresentadas as descrições das medições realizadas.

- **Dia 17/12/2011**

As medições neste primeiro dia tiveram uma duração de 03 horas com uma equipe formada por duas pessoas.

A partir das coordenadas do vértice INSC do campo de pontos de referência determinadas por GNSS (cf. item 4.2.1), foram medidos o vértice AUX1, a Referência de

Nível RNSC e os alvos altos localizados nas torres das Igrejas: Igreja da Sé; Igreja Nossa Senhora do Carmo e Igreja Nossa Senhora da Misericórdia.

Os alvos altos das torres da Igreja da Sé, denominados de SÉ_T1_3, SÉ_T1_4, SÉ_T1_5, SÉ_T1_8, SÉ_T2_6, SÉ_T2_7 e SÉ_T2_10, os alvos altos da Torre da Igreja da Nossa Senhora da Misericórdia (IGRM_1, IGRM_2 e IGRM_3), assim como os alvos altos da Igreja da Nossa Senhora do Carmo ISNC_P_DIR e INSC_P_ESQ, a quina esquerda da Caixa D'água QCXEsq (Figura 4.49) e a Referência de Nível RNSC foram medidos, a partir do vértice INSC orientado para o vértice AUX1 (Figura 4.50).



Figura 4.49 - Vista do vértice INSC para a Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda. Foto: Dezembro 2011.



Figura 4.50 – Configuração dos vértices INSC, AUX1 e RNSC. Foto: Dezembro 2011.

Os alvos altos das torres da Igreja da Sé (SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT1_8 e SÉT2_10) e os alvos altos da Igreja de Nossa Senhora do Carmo (INSC_P_DIR e INSC_P_ESQ) foram medidos a partir do vértice AUX1 orientado para o vértice INSC. Os vértices INSC e AUX1 foram ocupados com centragem forçada, ou seja, os tripés e as bases nivelantes instalados nos dois vértices permaneceram centrados durante o procedimento de medição. Neste experimento foi aplicada a técnica de medição das visadas conjugadas com duas séries de leituras na posição direta e inversa.

Os alvos altos das Torres da Igreja da Sé foram medidos nas suas extremidades esquerda e direita (cf. item 2.2.3), os alvos altos da Torre da Igreja da Misericórdia e os alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo foram medidos nas suas extremidades pontiagudas (cf. item 2.2.3), observando-se ângulos verticais e horizontais, utilizando a Estação Total Trimble DR – 3305 (cf. item 4.1). As medições angulares e lineares para o vértice AUX1 e para a Referência de Nível RNSC foram realizadas a um prisma instalado em adaptador “base – prisma” no primeiro caso e em um bastão verticalizado e apoiado em um tripé (Figuras 4.51 e 4.52) no segundo caso. Assim foi possível transportar a altitude da RNSC para os demais alvos levantados.



Figura 4.51 – RNSC e superfície de contato com o bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011.



Figura 4.52 - Vista do vértice INSC para o RNSC. Foto: Dezembro 2011.

As Figuras 4.53 e 4.54 mostram os alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo visto do vértice INSC e do vértice AUX1, respectivamente.



Figura 4.53 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo. Foto: Dezembro 2011.



Figura 4.54 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.55 mostra os alvos altos da Torre Esquerda à porta principal da Igreja da Sé vistos do vértice AUX1.



Figura 4.55 - Vista do vértice AUX1 para SÉ TORRE 1. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.56 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir dos vértices INSC e AUX1 aos alvos altos observados durante as medições do primeiro dia.

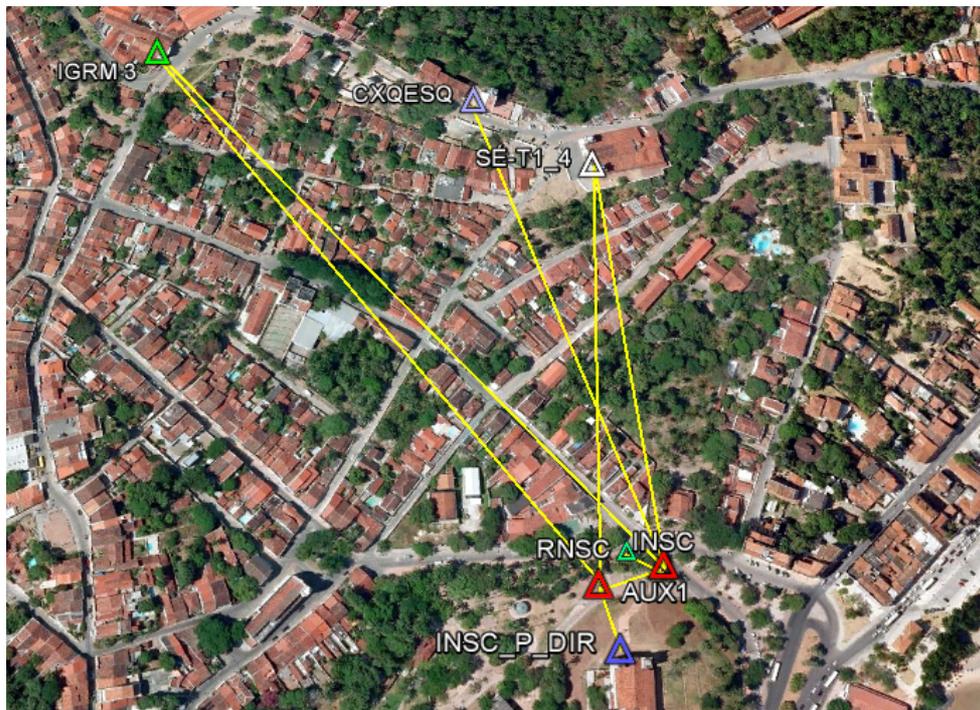


Figura 4.56 - Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir de AUX1 e INSC para os alvos altos. Fonte: *Google Earth 2009*.

Este campo de pontos tem a finalidade de testar os vértices INSC e AUX1 quanto ao método da Interseção a ré e os transportes de alturas realizados para os alvos altos com os métodos da interseção a vante e do nivelamento trigonométrico a partir dos vértices e RRNN conhecidos. Como a RNSC está localizada próxima ao vértice INSC é possível testar se as altitudes transferidas dos alvos altos para o vértice INSC divergem da altitude estabelecida pela RNSC (cf. item 4.2.2.2 (b)). A partir deste campo de pontos foi possível determinar as coordenadas planialtimétricas dos alvos altos INSC_P_DIR e INSC_P_ESQ. Além disso, defini-se um conjunto de campo de pontos de referência que podem ser utilizados para Levantamentos Topográficos/Geodésicos e Reconstrução 3D de objetos da área em seu entorno.

Registraram-se algumas dificuldades durante o primeiro dia da campanha de medição. A seguir serão listadas as mesmas e as soluções para contornar essas dificuldades:

- Inicialmente havia sido planejado a realização das medições com a Estação Total 3303 DR. No início da medição após a instalação desta Estação Total no vértice AUX1 e durante a verificação da centragem do equipado foi possível constatar, que o

sistema óptico de centragem estava desregulado. Sem as ferramentas de retificação não foi possível a sua retificação em campo. Desta forma a equipe de medição teve que voltar à UFPE para trocar o equipamento pela Estação Total 3305 DR. Por causa disso as medições foram iniciadas apenas no período da tarde. Recomenda-se verificar sempre os equipamentos antes de se ir ao campo.

- Neste dia de medição também se constatou, que após a implantação do pino metálico no vértice AUX1, foi instalado posteriormente um poste de luz próximo ao vértice (Figura 4.55) obstruindo o alinhamento AUX1 – RNSC. Assim, não foi possível a medição linear para o RNSC, sendo apenas realizada a medição angular ao mesmo.
- Os alinhamentos formados entre o vértice INSC e IGRM_3, INSC e SÉT2_6, INSC e SÉT2_7 e INSC e SÉT1_4 são ligeiramente obstruídos por algumas folhas de árvores e ou trocos de coqueiros, quando está ventando muito nesta área. As medições foram realizadas com paciência até que as intervisibilidades eram possíveis.
- Por ser uma área de comum acesso registrou-se a passagem freqüente de pedestres, o que dificultou em alguns momentos as medições.
- **Dia 19/12/2011**

As medições neste segundo dia tiveram uma duração de 06 (seis) horas com uma equipe formada por duas pessoas. O procedimento de medição foi o mesmo descrito anteriormente. O levantamento neste dia foi dividido em duas áreas: a primeira localizada próxima da Igreja de São Pedro, onde foi implantado o vértice CASA 43 (cf. item 4.2.1.1) e a Referência de Nível RNSP (cf. item 4.2.2.2(b)), e a segunda próxima ao Mercado da Ribeira, onde foram implantados os vértices MR, BVM (cf. item 4.2.1.1) e EB - 105 e a Referência de Nível RNMR (cf. item 4.2.2.2(b)).

Primeira Área:

Com a Estação Total instalada no vértice CASA 43, do campo de pontos de referência determinado pela Tecnologia GNSS, foi feita sua orientação para o alvo alto localizado na Torre da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia IGRM_3 (Figura 4.57).



Figura 4.57 – Alinhamento CASA 43 e IGRM 3. Foto: Dezembro 2011.

A partir do vértice CASA 43 foram medidos o RNSP (Figura 4.57) e os alvos altos localizados nas torres das Igrejas de Nossa Senhora da Misericórdia (IGRM_3, IGRM_1) e Igreja da Sé (SÉT1_5, SÉT1_3, SÉT1_8, SÉT1_4, SÉT2_7, SÉT2_6 e SÉT2_11), estes últimos conforme apresentado na Figura 4.58.



Figura 4.58 – Alinhamentos CASA 43 para os alvos altos da Igreja da Sé. Foto: Dezembro 2011.

O campo de pontos de referência constituído pelos alvos altos tem a finalidade de testar o vértice CASA 43 quanto ao método da Interseção a ré e os transportes de alturas realizados para os alvos altos com os métodos da interseção a vante e do nivelamento trigonométrico a partir dos vértices e RRNN conhecidas. Como a RNSP está localizada próxima ao vértice CASA 43 (Figura 4.59) é possível testar se as altitudes transferidas dos alvos altos para o vértice CASA 43 divergem da altitude estabelecida pela RNSP (cf. item 4.2.2.2(b)). Além disso, definiu-se também um conjunto de campo de pontos de referência que podem ser utilizados para Levantamentos Topográficos/Geodésicos e Reconstrução 3D de objetos da área em seu entorno.



Figura 4.59 – RNSP e superfície de contato com o bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011.



Figura 4.60 – Vista do vértice CASA43 para o RNSP. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.61 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir do vértice CASA 43 aos alvos observados durante as medições do segundo dia.

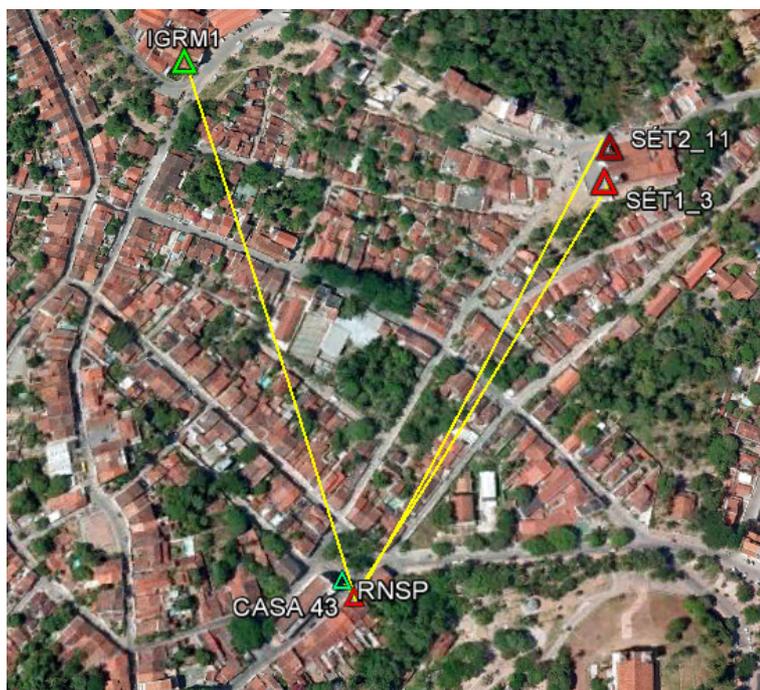


Figura 4.61 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir da CASA 43 para os alvos altos. Fonte: *Google Earth* 2009.

Segunda Área:

A partir das coordenadas do vértice MR do campo de pontos de referência determinado por GNSS (cf. item 4.2.1) e da RNMR (cf. item 4.2.2.2(b)), foram medidos os elementos necessários para o transporte de altura do RNMR para o vértice EB – 105 (Figura 4.62).



Figura 4.62 - Vista do vértice MR para a RNMR. Foto: Dezembro 2011.

A partir das coordenadas dos vértices EB – 105 e MR foi possível, do vértice EB – 105, visualizar os alvos altos da Torre da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia (IGRM_1, IGRM_2 e IGRM_3) e os alvos altos das Torres da Igreja da Sé (SÉT2_6, SÉT2_11, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT1_3 e SÉT1_8). O vértice EB – 105 foi orientado para o vértice MR. Os vértices EB – 105 e MR foram ocupados com centragem forçada. Neste experimento foi aplicada a técnica de medição das visadas conjugadas com duas séries de leituras na posição direta e inversa. As medições na Referência de Nível RNMR foram realizadas a um prisma instalado em um bastão verticalizado e apoiado em um tripé (Figura 4.62). Assim foi possível transportar a altitude da RNMR para o vértice EB - 105 e os demais alvos altos levantados.

A Figura 4.63 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir do vértice EB - 105 aos alvos altos observados durante as medições do segundo dia.

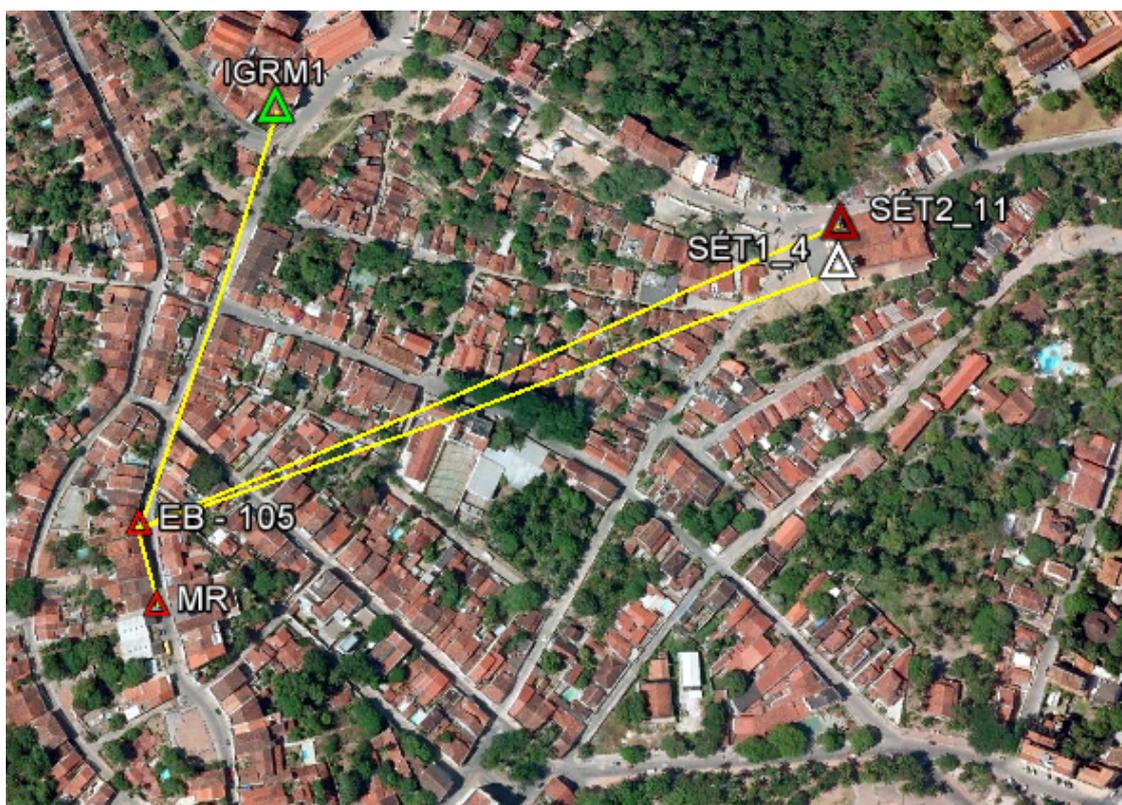


Figura 4.63 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice EB – 105 para os alvos altos. Fonte: *Google Earth 2009*.

Este campo de pontos tem a finalidade de determinar as coordenadas dos alvos altos (IGRM_1, IGRM_2, IGRM_3, SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT1_8, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT2_10 e SÉT2_11), a partir dos métodos da interseção a vante e do nivelamento

trigonométrico, conhecendo-se as coordenadas planimétricas dos vértices BVM, MR e EB - 105 e as coordenada altimétrica da Referência de Nível RNMR adjacente aos mesmos (cf. item 4.2.2.2(b)). Também foi possível testar o vértice EB - 105 quanto ao método da Interseção a ré e os transportes de alturas realizados para os alvos altos com os métodos da interseção a vante e do nivelamento trigonométrico a partir dos vértices EB - 105 e MR e da Referência de Nível RNMR conhecidos. Além disso, definiu-se também um conjunto de campo de pontos de referência que podem ser utilizados para Levantamentos Topográficos/Geodésicos e Reconstrução 3D de objetos da área em seu entorno.

Registraram-se algumas dificuldades durante o segundo dia da campanha de medição. A seguir serão listadas as mesmas e as soluções para contornar essas dificuldades:

- Os alinhamentos formados entre o vértice EB - 105 e IGRM_1, EB - 105 e IGRM_2 e EB - 105 e IGRM_3, assim como entre o vértice EB - 105 e SÉT2_6, EB - 105 e SÉT2_7 e EB -105 e SÉT2_10 são ligeiramente obstruídos por algumas folhas de árvores. As medições foram realizadas com paciência e com a ajuda do vento até que as intervisibilidades eram possíveis.
- O equipamento apesar de estar horizontalizado, observou-se que em algumas visadas, tanto PD quanto PI, não eram representadas leituras angulares no *display*. Girando a alidade do equipamento e voltando ao alinhamento inicial as leituras eram então disponibilizadas no *display*.
- Como os vértices EB - 105 e MR e a Referência de Nível RNMR estão implantados entre os meio fio, os alinhamentos formados a partir do EB -105 para os demais foi bastante interrompido pela passagem de pedestres, carros e motos, principalmente aqueles que ficavam estacionados ao lado das calçadas. O problema era contornado quando se procurava o proprietário e solicitava-se a retirada dos veículos.
- O vértice MR encontrava-se soterrado, por causa disso foi necessário procurá-lo com a ajuda de alguns acessórios de limpeza. Recomenda-se a passagem anteriormente na área de medição para verificar as condições do campo de pontos de referência implantado antes do início das campanhas de medição.
- **Dia 20/12/2012**

As medições neste terceiro dia tiveram uma duração de 06 (seis) horas com uma equipe formada por duas pessoas. O procedimento de medição foi o mesmo descrito anteriormente.

A partir das coordenadas dos vértices BVM e MR foi possível, do vértice BVM, visualizar os alvos altos da Torre da Igreja da Sé (SÉT1_5, SÉT1_3, SÉT1_8, SÉT1_4, SÉT2_6 e SÉT2_10 e SÉT2_7). O vértice BVM foi orientado para o vértice MR. Os vértices BVM e MR foram ocupados com centragem forçada. Neste experimento foi aplicada a técnica de medição das visadas conjugadas com duas séries de leituras na posição direta e inversa. As medições na Referência de Nível RNMR foram realizadas a um prisma instalado em um bastão verticalizado e apoiado em um tripé (Figura 4.64). Assim foi possível transportar a altitude da RNMR para o vértice BVM e os demais alvos altos levantados a partir desta estação (cf. item 3.3.1).



Figura 4.64 – Configuração dos vértices BVM, MR e RNMR. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.65 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir do vértice BVM aos alvos altos observados durante as medições do terceiro dia.

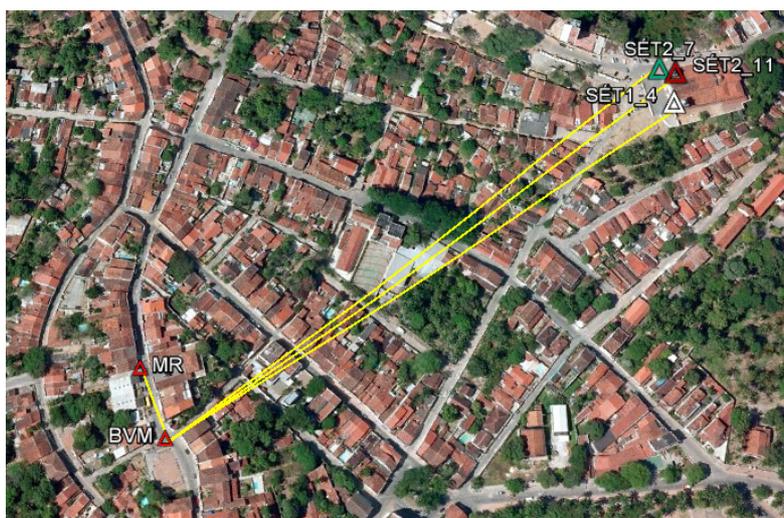


Figura 4.65 - Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice BVM para os alvos altos. Fonte: *Google Earth* 2009.

Ao término destas medições, instalou-se a Estação Total no vértice EL (Figura 4.66) de forma que pudessem ser levantados a quina esquerda da Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda QCXEsq e as Referências de Nível RNMR e RNPM. A Estação foi orientada a partir do vértice BVM para a realização do método da Estação Livre, medindo-se as direções formadas entre os alinhamentos de EL para MR e EL para BVM e as respectivas distâncias inclinadas e ângulos verticais aos prismas instalados, respeitando-se o método da centragem forçada. Para o transporte altimétrico foi visado o sistema prisma bastão fixado na vertical com a ajuda de um tripé sobre a RNMR (Figura 4.67). Assim foi possível transportar a altitude da RNMR para o vértice EL e os demais alvos levantados a partir desta estação.



Figura 4.66 – Configuração geométrica dos vértices EL, BVM e MR. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.67 mostra a Estação Total instalada no vértice EL e a visualização a partir da mesma para o alvo alto localizado na Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda QCXEsq e a Figura 4.68 mostra a Estação Total instalada no vértice EL e as visualizações a partir da mesma para o alvo alto localizado na Caixa D'água do Sítio Histórico de Olinda QCXEsq e para a Referência de Nível RNPM.



Figura 4.67 – Configuração dos vértices EL e BVM e vista para a Caixa D'água. Foto: Dezembro 2011.



Figura 4.68 – Vista do vértice EL para a Caixa D'água e RNPM. Foto: Dezembro 2011.

A partir desta configuração de medição foi possível medir o alvo alto QCXEsq finalizando com a medição à Referência de Nível RNPM, como descrito acima (Figura 4.68) e confrontar estes transportes altimétricos a partir do nivelamento trigonométrico com a

altitude da RNPM (cf. item 4.3..2.1). As medições para a Referência de Nível RNPM também foram realizadas a um prisma instalado em um bastão verticalizado e apoiado em um tripé.

A Figura 4.69 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir do vértice EL aos alvos observados durante as medições do terceiro dia.

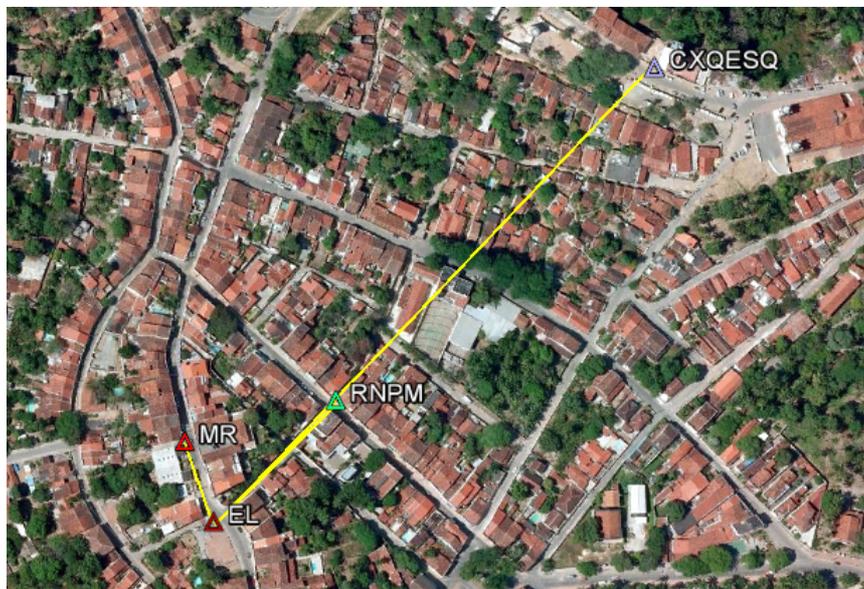


Figura 4.69 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice EL para a RNPM, vértice MR e Caixa D'água. Fonte: *Google Earth* 2009.

Em seguida deslocou-se para o vértice Q – 62 instalaram-se a Estação Total neste vértice e orientou a mesma a partir do vértice IGRM (Figura 4.70), respeitando-se também o método da centragem forçada.



Figura 4.70 – Vista do vértice Q – 62 para a RNLM, para o vértice IGRM e alvos altos da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia. Foto: Dezembro 2011.

A partir da Referência de Nível RNLM foi possível transportar a sua altitude aos demais alvos altos levantados da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia (IGRM_3, IGRM_1 e IGRM_2) e da Igreja da Sé (SÉT1_4).



Figura 4.71 – RNLM e superfície de contato com bastão verticalizado. Foto: Dezembro 2011.

A Figura 4.72 apresenta uma vista aérea para alguns alinhamentos formados a partir do vértice Q - 62 aos alvos altos observados durante as medições do terceiro dia.



Figura 4.72 – Esboço em vista aérea dos alinhamentos a partir do vértice Q – 62 para os alvos altos. Fonte: *Google Earth* 2009.

Terminada as medições no vértice Q – 62 deslocou-se a Estação Total para o vértice IGRM, onde a mesma foi orientada para o vértice Q – 62 respeitando-se o método da centragem forçada. A partir da Referência de Nível RNLM foi possível transportar a sua altitude aos demais alvos altos levantados da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia (IGRM_3 e IGRM_1) e da Igreja da Sé (SÉT1_4 e SÉT1_3).

O campo de pontos (BVM, MR, EB - 105, Q – 62, IGRM e EL) tem a finalidade de determinar as coordenadas dos alvos altos (IGRM_1, IGRM_2, IGRM_3, SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT1_8, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT2_10, SÉT2_11 e QCXEsq), a partir dos métodos da interseção a vante e do nivelamento trigonométrico, conhecendo-se as coordenadas planimétricas desses vértices (cf. item 4.2.3.2 (a) e (c)) e as coordenadas altimétricas das RRNN (RNMR e RNLM) adjacentes aos mesmos (cf. item). Também foi possível testar o vértice EL quanto ao método da Interseção a ré e os transportes de alturas realizados para os alvos altos com os métodos da interseção a vante e do nivelamento trigonométrico a partir dos vértices citados acima e das Referências de Nível RNMR e RNLM conhecidas. Como a RNPM está localizada próxima ao vértice EL é possível testar também se as altitudes transferidas dos alvos altos para o vértice EL divergem da altitude estabelecida pela RNPM (cf. item 3.3.1). Além disso, definiu-se também um conjunto de campo de pontos de referência que podem ser utilizados para Levantamentos Topográficos/Geodésicos e Reconstrução 3D de objetos das respectivas áreas e seus entorno.

Registraram-se algumas dificuldades durante o terceiro dia da campanha de medição. A seguir serão listadas as mesmas e as soluções para contornar essas dificuldades:

- Como os vértices MR, BVM, EL, Q – 62 e as Referências de Nível RNMR e RNLM estão implantados entre os meio fio, os alinhamentos formados a partir do BMV, EL e Q - 62 para os demais foram bastante interrompidos pela passagem de pedestres, carros e motos, principalmente aqueles que ficavam estacionados ao lado das calçadas. O problema era contornado quando se procurava o proprietário e solicitava-se a retirada dos veículos.
- Os alinhamentos formados entre o vértice EB – 105 e IGRM_1, EB – 105 e IGRM_2 e EB – 105 e IGRM_3, assim como do vértice EB – 105 e SÉT2_6, EB – 105 e SÉT2_7 e EB -1 05 e SÉT2_10 são ligeiramente obstruídos por algumas folhas de árvores. As medições foram realizadas com paciência e com a ajuda do vento até que as intervisibilidades eram possíveis.
- Os alinhamentos formados entre o vértice BVM e alguns alvos altos das Torres da Igreja da Sé (SÉT2_6, SÉT2_10 e SÉT2_7) estavam obstruídos com a presença de um arbusto próximo ao vértice (Figura 4.68). O problema foi contornado quando foi solicitada ao proprietário a entrada em sua residência para afastar os galhos, que obstruíam os alinhamentos.

A seguir serão apresentados os alinhamentos formados para a determinação dos alvos altos localizados na Torre da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia (Quadro 4.1), nas Torres da Igreja da Sé (Quadro 4.2), entre as Torres da Igreja Nossa Senhora do Carmo e Caixa D'água de Olinda (Quadro 4.3) por meio do método da interseção a vante e a partir dos vértices conhecidos. Observa-se que nem sempre é possível realizar o método da interseção a vante como descrito no item 3.2.1.2., pois a intervisibilidade entre as estações nem sempre eram possíveis, para contornar esse problema adotou-se o método da interseção a vante como descrito no item 3.2.1.1.

Quadro 4.1 – Alvos altos da Igreja Nossa Senhora da Misericórdia e os respectivos alinhamentos.

Alvos altos	ALINHAMENTOS
IGRM_3	INSC - AUX1, EB -105 – MR, IGRM – Q - 62 e Q - 62 - IGRM
IGRM_1	INSC - AUX1, CASA 43 – IGRM 13, EB 105 – MR, IGRM – Q - 62 e Q - 62 - IGRM
IGRM_2	INSC - AUX1, EB - 105 – MR, Q - 62 - IGRM

Quadro 4.2 - Alvos altos da Igreja da Sé e os respectivos alinhamentos.

Alvos altos	ALINHAMENTOS
SÉ_T1_3	INSC - AUX1, AUX1 - INSC, CASA 43 - IGRM, EB - 105 - MR, BVM-MR, IGRM – Q - 62 , CASA 43 – IGRM_3
SÉ_T1_4	INSC - AUX1, AUX1 - INSC, CASA 43 – IGRM_3, EB 105 - MR, BVM - MR, IGRM – Q - 62 e Q – 62 - IGRM
SÉ_T1_5	INSC - AUX1, AUX1 - INSC, CASA 43 – IGRM_3, EB - 105 - MR, BVM - MR
SÉ_T1_8	AUX1 - INSC, CASA 43 – IGRM_3, EB 105 - MR, BVM - MR
SÉ_T2_6	INSC - AUX1, CASA 43 – IGRM_3, EB -105 - MR, BVM - MR
SÉ_T2_7	INSC - AUX1, CASA 43 – IGRM_3, BVM-MR
SÉ_T2_10	AUX1-INSC, EB 105 – MR, BVM-MR
SÉ_T2_11	CASA 43 – IGRM_3, EB 105 – MR

Quadro 4.3 - Alvos altos da Igreja Nossa Senhora do Carmo e Caixa D'água e os respectivos alinhamentos.

Alvos altos	ALINHAMENTOS
QCXEsq	INSC - AUX1, EL - BVM e EL - MR
INSC_P_ESQ	INSC - AUX1, AUX1 - INSC
INSC_P_DIR	INSC - AUX1, AUX1 - INSC

A seguir serão apresentados os alinhamentos formados para a determinação dos vértices AUX1 (Quadro 4.4), INSC (Quadro 4.5), CASA 43 (Quadro 4.6) e EB – 105 (Quadro 4.7) com o método da interseção a ré (cf. item 3.2.2.2). Observa-se que nem sempre é possível realizar o método da interseção a ré apenas com as medições de ângulos como descrito no item 3.2.2.1, pois a configuração geométrica ainda não está confortável para isso. Para contornar esse problema adotou-se o método da interseção a ré por meio de medições angulares e lineares como descrito no item 3.2.2.3.

Quadro 4.4 – Vértice AUX1 e os respectivos alinhamentos.

Vértices	ALINHAMENTOS
AUX1	INSC- SÉT1_3, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_5, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_8
AUX1	INSC – INSC_P_DIR- SÉT1_4

Quadro 4.5 – Vértice INSC e os respectivos alinhamentos.

Vértices	ALINHAMENTOS
AUX1	INSC- SÉT1_3, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_5, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_8
AUX1	INSC – INSC_P_DIR- SÉT1_4

Quadro 4.6 – Vértice CASA 43 e os respectivos alinhamentos.

Vértices	ALINHAMENTOS
AUX1	INSC- SÉT1_3, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_5, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_8
AUX1	INSC – INSC_P_DIR- SÉT1_4

Quadro 4.7 – Vértice EB - 105 e os respectivos alinhamentos.

Vértices	ALINHAMENTOS
AUX1	INSC- SÉT1_3, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_5, INSC – SÉT1_4, INSC – SÉT1_8
AUX1	INSC – INSC_P_DIR- SÉT1_4

A seguir serão apresentados os alinhamentos formados para a determinação das Referências de Nível por meio do método da interseção a vante e/ou irradiação (Quadro 4.8).

Quadro 4.8 – Referências de Nível e os respectivos alinhamentos.

Referências de Nível	ALINHAMENTOS
RNSC	INSC – AUX1, AUX1 – INSC
RNSP	CASA 43 – IGRM_3
RNMR	MR – EB – 105, BVM – MR
RNLM	IGRM – Q- 62, Q – 62 - IGRM
RNPM	EL – BVM, EL - MR
RN7E	Do relatório de Barbara Tenório

Ressalta-se que todos os alinhamentos formados para a execução dos métodos da interseção a vante (Quadro 4.1, Quadro 4.2, Quadro 4.3) e a ré (Quadro 4.4, Quadro 4.5, Quadro 4.6, Quadro 4.7) podem ser usados para o transporte altimétrico pelo método do nivelamento trigonométrico e as respectivas Referências de Nível.

No item a seguir serão apresentados os resultados dos processamentos e ajustamentos realizados utilizando-se planilhas no *software* Excel.

4.2.3.2 Processamento

a) Interseção a Vante 2D

1) Processamento das coordenadas das estações de referência por interseção a vante

As coordenadas dos vértices de referência RNLM, RNSC, RNSP e RNMR foram calculadas no aplicativo desenvolvido em planilhas do software Excel. As coordenadas do vértice: RNML foi calculado a partir das coordenadas dos vértices Q 62 e IGRM; e RNSC a partir das coordenadas de INSC e AUX1, RNSP a partir das coordenadas de CASA 43 e IGRM13, RNMR a partir das coordenadas dos pontos MR e EB105.

A Tabela 4.15 - Coordenadas determinadas dos vértices de referência por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão.

RRNN	Interseção a Vante (m)		σE (m)	σN (m)
RNLM	295826,7508	9113687,9107	0,0000	0,0000
RNSC	296198,9181	9113411,1161	0,0000	0,0000
RNSP	295986,6544	9113398,6353	0,0000	0,0000
RNMR	295797,5115	9113486,5467	0,0002	0,0007

2) Processamento das coordenadas das torres das igrejas pelo método da interseção a vante

As coordenadas planimétrica dos pontos das torres das igrejas: SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, IGRM_; IGRM_3, INSC_P_ESQ e INSC_P_DIR, foram calculados aplicando-se as

formulações matemáticas do método terrestre de medição da interseção a vante, descritas no item 3.2.2.1, em aplicativos desenvolvidos em planilhas no *software* Excel (Apêndice 4). As coordenadas resultantes para estes alvos altos são obtidas pelos valores médios das observações dos ângulos lidos nas extremidades esquerda e direita das estruturas esféricas localizadas nas Torres da Igreja da Sé. Para os demais alvos altos as coordenadas são obtidas pelos valores das médias das observações dos ângulos lidos.

Para a determinação das coordenadas do ponto SÉT1_4, IGRM_1, IGRM_3 e RNML, utilizou-se as coordenadas de referência dos vértices Q- 62 e IGRM.

As coordenadas dos alvos altos SÉT1_3, SÉT1_5, INSC_P_ESQ e INSC_P_DIR, foram calculadas a partir das coordenadas dos vértices de referência INSC e AUX1. A Tabela 4.16 mostra as coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão.

A Tabela 4.16 - Coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão.

Alvos Altos	E (m)	N (m)	σE (m)	σN (m)
IGRM_1	295858,2736	9113796,3834	0,0004	0,0013
IGRM_2	295864,2755	9113801,7995	0,0002	0,0003
IGRM_3	295862,1408	9113796,0033	0,0006	0,0013
SÉT1_3	296184,1965	9113689,5429	0,0015	0,0019
SÉT1_4	296186,3237	9113692,8684	0,0171	0,0213
SÉT1_5	296175,9163	9113692,2235	0,0035	0,0043
SÉT1_8	296182,7078	9113688,3695	0,0033	0,0041
SÉT2_6	296170,9975	9113710,1249	0,0040	0,0048
SÉT2_7	296184,9748	9113725,8490	0,0029	0,0028
SÉT2_10	296180,2481	9113718,2958	0,0067	0,0063
SÉT2_11	296188,0993	9113716,3503	0,0050	0,0053
INSC_P_ESQ	296189,4178	9113339,6978	0,0337	0,0148
INSC_P_DIR	296189,8834	9113343,1394	0,0138	0,0305

As coordenadas da Caixa D'água (CXESQ) foram calculadas a partir dos vértices de referência INSC (Tabela 4.6) e EL (Tabela 4.17) e dos alinhamentos INSC – AUX1 e EL – MR. A Tabela 4.17 mostra as coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão.

A Tabela 4.17 - Coordenadas determinadas por interseção a vante e seus respectivos desvios padrão.

Alvo Alto	E (m)	N(m)	σE (m)	σN(m)
CXESQ	296100,4884	9113745,1810	0,0000	0,0000

b) Interseção a Ré 2D

1) Processamento das coordenadas das estações de referência por interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância

As coordenadas do ponto AUX1, EL, INSC, BVM, MR e IGRM foram determinadas por interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância (cf. item 3.2.2.3(a)), utilizando aplicativo desenvolvido em planilha do *software* EXCEL.

O Vértice AUX1 teve suas coordenadas determinadas a partir de INSC e SÉT1_4 e INSC e SÉT1_3. O vértice EL teve suas coordenadas determinadas a partir de MR e BVM. As coordenadas de INSC foram calculadas a partir dos vértices AUX1 e IGRM_1, AUX1 e IGRM_2, AUX1 e IGRM_3, AUX1 e SÉT1_3, AUX1 e SÉT1_4, utilizando-se as coordenadas do AUX1 determinadas através dos vértices INSC (Tabela 4.6) e SÉT1_4 (Tabela 4.16). As coordenadas do vértice BVM foram calculadas a partir das coordenadas dos vértices MR e SÉT1_3, MR e SÉT1_4 e MR e SÉT1_8, utilizando-se as coordenadas do vértice MR (Tabela 4.6) e dos alvos altos SÉT1_4, SÉT1_3 e SÉT1_8 (Tabela 4.16). O vértice CASA43 teve suas coordenadas calculadas a partir da RNSP (Tabela 4.15) e do alvo alto IGRM_3 (Tabela 4.16). O vértice MR teve suas coordenadas determinadas através dos vértices EB – 105 (ANEXO 05) e RNMR (Tabela 4.15). O vértice IGRM teve suas coordenadas calculadas através dos vértices Q – 62 (ANEXO 05) e IGRM_1 (Tabela 4.16). A Tabela 4.18 apresenta as coordenadas dos pontos determinados por interseção a ré e seus respectivos desvios padrão.

A Tabela 4.18 - Coordenadas determinadas por interseção a ré e seus respectivos desvios padrão.

Vértices	E (m)	N (m)	σ_E (m)	σ_N (m)
IGRM (Q – 62 e IGRM_1)	295852,2358	9113770,8341	0,0000	0,0002
MR (EB – 105 e RNMR)	295794,4212	9113501,4990	0,0000	0,0000
CASA43 (RNSP e IGRM_3)	295988,6045	9113379,1729	0,0002	0,0010
INSC (AUX1 e IGRM_1)	296221,3443	9113399,6584	0,0013	0,0034
INCS (AUX1 e IGRM_2)	296221,4605	9113399,2570	0,0013	0,0034
INSC (AUX1 e IGRM_3)	296221,4462	9113399,3070	0,0013	0,0034
INCS (AUX1 e SÉT1_3)	296221,3472	9113399,3643	0,0171	0,0443
INCS (AUX1 e SÉT1_4)	296221,3196	9113399,3347	0,0443	0,0171
BVM (MR e SÉT1_3)	295811,4747	9113452,8674	0,0000	0,0000
BVM (MR e SÉT1_4)	295811,4888	9113452,8725	0,0000	0,0000
BVM (MR e SÉT1_8)	295811,6730	9113452,9395	0,0000	0,0000
AUX1 (INSC – SÉT1_4)	296177,3710	9113386,7119	0,0145	0,0377
AUX1 (INSC – SÉT1_3)	296177,3776	9113386,7333	0,0166	0,0432

2) Processamento das coordenadas das estações de referência por interseção à ré por meio de medição de direções

A geometria formada pelas estações de referência e pontos das torres das igrejas não permitiu que todas as estações de referência fossem calculadas por interseção a ré por

meio de medição de direções (item **3.2.2.1**). Desta forma, apenas a estação AUX1 foi calculada utilizando o método da interseção à ré com três pontos conhecidos. As coordenadas do vértice de referência AUX1 são mostradas na Tabela 4.19. Por não apresentar medições a mais de três pontos conhecidos não foi possível realizar o ajustamento.

Tabela 4.19 - Coordenadas da estação de referência AUX1 calculada pelo método da interseção à ré com três pontos conhecidos.

PONTO	E (m)	N (m)
AUX1	296177,3839	9113386,7102

c) Nivelamento Trigonométrico

As coordenadas dos alvos altos das torres das igrejas (SÉT1_4, SÉT1_8, IGRM_1, IGRM_2, IGRM_3, SÉT1_3, SÉT1_5, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT2_10, SÉT2_11, INSC_P_ESQ, INSC_P_DIR) e dos vértices de referência AUX1, INSC, Q-62, IGRM, EL, BVM, MR e CASA 43 tiveram suas coordenadas altimétricas calculadas a partir da formulação matemática descrita no item **3.3.1**.

Primeiramente foram determinadas as coordenadas planimétricas e altimétricas dos vértices, onde a estação total foi instalada. A determinação das coordenadas altimétricas dos vértices de referência (Tabela 4.20) foi possível, porque destes foram realizadas visadas para as RRNN, efetuando-se leituras de ângulos verticais, horizontais e distâncias inclinadas aos prismas fixados em bastões.

Tabela 4.20 – Altitudes dos vértices de referência.

ALTITUDES DOS VÉRTICES DE REFERÊNCIA (m)	
CASA 43	12,6951
MR	31,4531
BVM	31,3557
EL	30,96848
IGRM	51,9715
Q62	26,2760
INSC	8,2438
AUX1	7,6803

As coordenadas altimétricas dos vértices de referência foram utilizadas para a determinação das altitudes dos alvos altos das torres das igrejas. O mesmo alvo alto teve sua coordenada altimétrica determinada a partir de diversos vértices de referência, conforme pode ser observado na Tabela 4.21. As coordenadas altimétricas foram calculadas, utilizando um aplicativo desenvolvido no Excel. As coordenadas altimétricas dos alvos altos das igrejas são mostradas na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 – Coordenadas altimétricas dos alvos altos das torres das Igrejas calculadas a partir de vários alinhamentos.

ALTITUDES DOS ALVOS ALTOS (m)							
Alvos altos	ALINHAMENTOS						
	CASA 43-IGRM 3	EB 105-MR	BVM-MR	IGRM-Q-62	Q- 62-IGRM	INSC-AUX1	AUX1-INSC
HIGRM_1	72,2874	72,0168	-	71,7944	71,9265	72,3010	-
HIGRM_2	-	72,5670	-	-	-	72,1155	-
HIGRM_3	-	72,0692	-	72,0257	72,0394	71,5190	-
HSÉT1_3	70,5076	70,4079	70,3944	70,2461	-	70,3672	70,3690
HSÉT1_4	74,2168	74,0791	74,0912	73,9350	74,0283	74,0922	74,0863
HSÉT1_5	70,41635	70,3735	70,3641	-	-	70,2041	70,2353
HSÉT1_8	69,6003	69,6567	69,7617	-	-	-	69,8356
HSÉT2_6	69,2586	69,2798	69,3969	-	-	69,6679	-
HSÉT2_7	71,7518	-	71,0059	-	-	71,3309	-
HSÉT2_10	-	73,8634	73,8978	-	-	-	74,1922
HSÉT2_11	70,7794	70,5452	-	-	-	-	-
H INSC_P_ESQ	-		-	-	-	34,5874	34,6040
H INSC_P_DIR	-		-	-	-	33,1802	33,1600

As coordenadas altimétricas finais (Tabela 4.22) dos alvos altos das torres das igrejas são resultantes da média das coordenadas calculadas para cada alvo alto.

Tabela 4.22 - Médias das coordenadas altimétricas dos alvos altos das torres.

ALVOS ALTOS	Médias das Altitudes (m)
IGRM1	72,06520
IGRM2	72,34127
IGRM3	71,91333
SÉ-T1_3	70,38201
SÉ-T1_4	74,07557
SÉ-T1_5	70,31868
SÉ-T1_8	69,71358
SÉ-T2_6	69,40078
SÉ-T2-7	71,36287
SÉ-T2-10	73,88061
SÉ-T2_11	70,66227
INSC_P_ESQ	34,59571
HINSC_P_DIR	33,17009

Uma vez calculadas as altitudes dos alvos altos (Tabela 4.21), as altitudes das RRNN foram recalculadas pelo método do nivelamento trigonométrico item **3.3.1**. As altitudes ortométricas das respectivas RRNN calculadas pelo método do nivelamento

geométrico ajustadas pelo MMQ correlatos (item **4.2.2 (b)**) foram comparadas com as altitudes ortométricas obtidas pelo nivelamento trigonométrico. As altitudes e suas discrepâncias são apresentadas nas Tabelas: Tabela 4.23, Tabela 4.24, Tabela 4.25, Tabela 4.26, Tabela 4.27 e Tabela 4.28.

Tabela 4.23 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento CASA 43 – IGRM3.

CASA 43 e IGRM_3			
Alvos altos	HRNSP (Correlatos) (m)	HRNSP (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
IGRM_1	12,7226	13,1971	0,4745
IGRM_3	12,7226	12,9251	0,2025
SÉT1_3	12,7226	12,6060	-0,1166
SÉT1_4	12,7226	12,5905	-0,1321
SÉT1_5	12,7226	12,6340	-0,0886
SÉT1_8	12,7226	12,8447	0,1221
SÉT2_6	12,7226	12,8743	0,1517
SÉT2_7	12,7226	12,3443	-0,3784
SÉT2_11	12,7226	12,6158	-0,1069

Tabela 4.24 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento BVM e MR.

BVM e MR			
Alvos altos	HRNMR (Correlatos) (m)	HRNMR (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
HSÉT1_4	31,9088	31,9108	-0,0020
HSÉT1_5	31,9088	31,8809	0,0279
SÉT1_8	31,9088	31,8780	0,0308
SÉT2_6	31,9088	31,9353	-0,0265
SÉT2-7	31,9088	32,2846	-0,3758
SÉT2-10	31,9088	32,0137	-0,1049

Tabela 4.25 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento IGRM e Q - 62.

IGRM e Q - 62			
Alvos altos	HRNLM (Correlatos) (m)	HRNLM (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
IGRM_1	27,5734	27,8442	-0,2708
IGRM_3	27,5734	27,4610	0,1124
SÉT1_3	27,5734	27,7093	-0,1359
SÉT1_4	27,5734	27,7916	-0,2182

Tabela 4.26 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento Q – 62 e IGRM.

Q-62 e IGRM			
Alvos altos	HRNLM (Correlatos) (m)	HRNLM (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
IGRM_1	27,5734	27,6565	-0,0831
IGRM_3	27,5734	27,3917	0,1817
SÉT1_4	27,5734	27,5651	0,0083

Tabela 4.27 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento INSC e AUX1.

INSC e AUX1			
Alvos altos	HRNSC (Correlatos) (m)	HRNSC (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
IGRM_1	8,7223	8,5076	0,2147
IGRM_2	8,7223	8,9691	-0,2468
IGRM_3	8,7223	9,1375	0,4152
SÉT1_3	8,7223	8,7442	0,0219
SÉT1_4	8,7223	8,7129	0,0094
SÉT1_5	8,7223	8,8442	0,1219
SÉT2_6	8,7223	8,4632	0,2591
SÉT2_7	8,7223	8,7629	0,0406
INSC_P_ESQ	8,7223	8,7319	0,0096
INSC_P_DIR	8,7223	8,7135	0,0088

Tabela 4.28 – Discrepâncias das altitudes ortométricas das RRNN calculadas pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico a partir do alinhamento AUX1 e INSC.

AUX1 e INSC			
Alvos altos	HRNSC (Correlatos) (m)	HRNSC (trigonométrico) (m)	DISCREPÂNCIA (m)
SÉ-T1_3	8,7416	8,7223	0,0193
SÉT1_4	8,7180	8,7223	-0,0043
SÉT1_5	8,8391	8,7223	0,1168
SÉT1_8	8,6065	8,7223	-0,1158
SÉT2-10	8,5221	8,7223	-0,2002
INSC_P_ESQ	8,7140	8,7223	-0,0083
INSC_P_DIR	8,7324	8,7223	0,0101

4.2.2.3 Análises

a) Análise das Coordenadas Planimétricas obtidas por Interseção a Vante 2D

Considerando os desvios padrão das coordenadas planimétricas, presentes na Tabela 4.15, determinadas por interseção a vante, nota-se que o maior desvio padrão foi encontrado para o alvo alto SÉT1_4, com valor de 0,0171m para a coordenada E e 0,0337m para a coordenada N do alvo alto INSC_P_ESQ. Os menores valores de desvios padrão são encontrados para as coordenadas E e N do alvo alto IGRM_2, com os valores de 0,0002 m e 0,0003m, respectivamente.

b) Análise das Coordenadas Planimétricas obtidas por Interseção a Ré 2D

Considerando os desvios padrão das coordenadas planimétricas, presentes na Tabela 4.17, determinadas por interseção a ré com medições combinadas de direção e distância, nota-se que o maior desvio padrão foi encontrado para o vértice INCS (AUX1 e SÉT1_4), com valor de 0,0443 para a coordenada E e 0,0443m para a coordenada N do vértice INCS (AUX1 e SÉT1_3). Os menores valores de desvios padrão são encontrados para as coordenadas E e N dos vértices MR (EB – 105 e RNMR), BVM (MR e SÉT1_3), BVM (MR e SÉT1_4) e BVM (MR e SÉT1_8), com valores de 0,0000m e 0,0000m, respectivamente.

c) Análise das Altitudes dos Alvos Altos obtidas pelo Nivelamento Trigonométrico

Como as coordenadas altimétricas dos alvos altos não foram ajustadas, o controle de qualidade das mesmas foi realizado através da dispersão em torno da média, a um nível de significância de 99,7% da distribuição normal. Para isso foram calculados as médias e os desvios padrão para cada ponto, com o intuito de identificar erros grosseiros nas

coordenadas. A Tabela 4.29 apresenta o intervalo de probabilidade de aceitação das coordenadas.

Tabela 4.29 – Intervalo de probabilidade de aceitação das coordenadas.

ALVOS ALTOS	Média (m)	σ (m)	E99,7=2,9650*σ	E99,7-Média	E99,7+Média
IGRM_1	72,0652	0,2235	0,6627	71,4025	72,7279
IGRM_2	72,3413	0,3193	0,9468	71,3945	73,2880
IGRM_3	71,9133	0,2635	0,7813	71,1320	72,6947
SÉT1_3	70,3820	0,0842	0,2497	70,1323	70,6317
SÉT1_4	74,0756	0,0859	0,2546	73,8209	74,3302
SÉT1_5	70,3187	0,0931	0,2761	70,0426	70,5948
SÉT1_8	69,7136	0,0669	0,1984	69,5152	69,9120
SÉT2_6	69,4008	0,1882	0,5580	68,8428	69,9588
SÉT2_7	71,3629	0,3740	1,1089	70,2539	72,4718
SÉT2_10	73,8806	0,0243	0,0720	73,8086	73,9526
SÉT2_11	70,6623	0,1656	0,4910	70,1713	71,1533
INSC_P_ESQ	34,5957	0,0117	0,0348	34,5609	34,6305
INSC_P_DIR	33,1701	0,0142	0,0422	33,1279	33,2123

Seguindo esse critério, todas as coordenadas estão dentro do nível de aceitação e não foram identificados erros grosseiros.

Outra forma em que se avaliou se as coordenadas continham erros grosseiros foi através do desvio padrão padronizado para cada coordenada, conforme mostra a Tabela 4.30, a um nível de significância de 99,7%.

Tabela 4.30 – Desvios padrão padronizado

ALVOS ALTOS	Desvio padrão padronizado						
IGRM_1	0,9939	-0,2166	-1,2114	-0,6207	1,0548	-----	-----
IGRM_2	0,7071	-0,7071	-----	-----	-----	-----	-----
IGRM_3	0,5917	0,4264	0,4783	-1,4964	-----	-----	-----
SÉT1_3	1,4910	0,3072	0,1467	-1,6143	-0,1757	-0,3793	-----
SÉT1_4	1,6451	0,0416	0,1825	-1,6370	-0,5508	-1,5578	0,1935
SÉT1_5	1,0488	0,5889	0,4879	-1,2304	-0,8951	-----	-----
SÉT1_8	-1,6925	-0,8500	0,7191	-0,6820	-----	-----	-----
SÉT2_6	-0,7556	-0,6431	-0,0208	1,4195	-----	-----	-----
SÉT2_7	1,0400	-0,9546	-0,0854	-----	-----	-----	-----
SÉT2_10	-0,7071	0,7071	12,8269	-----	-----	-----	-----
SÉT2_11	0,7071	-0,7071	-----	-----	-----	-----	-----
INSC_P_ESQ	-0,7071	0,7071	-----	-----	-----	-----	-----
INSC_P_DIR	0,7071	-0,7071	-----	-----	-----	-----	-----

A verificação para identificar se as coordenadas estavam dentro do intervalo de probabilidade foi realizada a partir da região de aceitação presente na Tabela 4.31.

Tabela 4.31 – Verificação do teste de probabilidade e região de aceitação.

ALVOS ALTOS	Verificação			
	$\alpha_0 = \alpha/n$	Região de Rejeição	Região de Aceitação	Z
IGRM1	0,0020	0,0040	0,9960	2,66
IGRM2	0,0050	0,0100	0,9900	2,33
IGRM3	0,0025	0,0050	0,9950	2,58
SÉ-T1_3	0,0017	0,0033	0,9967	2,73
SÉ-T1_4	0,0014	0,0029	0,9971	2,76
SÉ-T1_5	0,0020	0,0040	0,9960	2,66
SÉ-T1_8	0,0020	0,0040	0,9960	2,66
SÉ-T2_6	0,0025	0,0050	0,9950	2,58
SÉ-T2-7	0,0025	0,0050	0,9950	2,58
SÉ-T2-10	0,0033	0,0067	0,9933	2,47
SÉ-T2_11	0,0033	0,0067	0,9933	2,47
INSC_P_ESQ	0,0050	0,0100	0,9900	2,33
INSC_P_DIR	0,0050	0,0100	0,9900	2,33

Tomando o valor de Z presente na Tabela 4.31, constatou-se que todas as coordenadas estão dentro do intervalo estabelecido.

4.2.4 Comparação e Análise entre os dois Métodos – GNSS e Estação Total

Com a finalidade de validar a utilização dos alvos altos localizados nas torres das igrejas, como pontos de referência na determinação de coordenadas, foram calculadas as discrepâncias, entre as coordenadas planas retangulares UTM SIRGAS 2000 determinadas com GNSS das estações de referência e as coordenadas planas retangulares UTM SIRGAS 2000 determinadas pelo método terrestre de medição da interseção a ré, conforme mostra a Tabela 4.32.

Analisando a Tabela 4.32, verifica-se que as discrepâncias de coordenadas são maiores que 10 cm, para a componente Este (E) das estações de referência: MR (EB – 105 e RNMR); INCS (AUX1 e IGRM_2) e INSC (AUX1 e IGRM_3); BVM (MR e SÉT1_3) e BVM (MR e SÉT1_4). Analisando a componente Norte (N), verifica-se que as discrepâncias são superiores a 10 cm para as estações de referência: MR (EB – 105 e RNMR); CASA 43 (RNSP e IGRM_3); INSC (AUX1 e IGRM_1) e INSC (AUX1 e IGRM_2); e BVM (MR e SÉT1_8).

Tabela 4.32 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM SIRGAS 2000 entre as coordenadas resultantes do método estático GNSS e do método da interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância.

Pontos	Discrepância	
	ΔE (m)	ΔN (m)
IGRM (Q – 62 e IGRM_1)	0,0188	0,0109
MR (EB – 105 e RNMR)	0,4202	0,2260
CASA43 (RNSP e IGRM_3)	0,0055	0,1039
INSC (AUX1 e IGRM_1)	0,0303	0,2874
INCS (AUX1 e IGRM_2)	0,1465	0,1140
INSC (AUX1 e IGRM_3)	0,1322	0,0067
INCS (AUX1 e SÉT1_3)	0,0332	0,0067
INCS (AUX1 e SÉT1_4)	0,0056	0,0363
BVM (MR e SÉT1_3)	0,2543	0,0474
BVM (MR e SÉT1_4)	0,2402	0,0525
BVM (MR e SÉT1_8)	0,0560	0,1195

O Erro Médio Quadrático (RMS) para as coordenadas E e N foram geradas a partir da raiz da soma do quadrado das discrepâncias e dos desvios padrão para cada coordenada. A resultante planimétrica foi calculada a partir da raiz da soma do quadrado do RMS E e RMS N. Os valores do RMS para as coordenadas E e N e suas respectivas resultantes planimétricas são mostrados na Tabela 4.33.

Tabela 4.33 – Erro Médio Quadrático e resultante planimétrica das estações de referência determinadas por interseção a ré.

Vértices	RMS E (m)	RMSN (m)	Resultante Planimétrica (m)
IGRM (Q – 62 e IGRM_1)	0,0188	0,0109	0,0217
MR (EB – 105 e RNMR)	0,4202	0,2260	0,4771
CASA43 (RNSP e IGRM_3)	0,0055	0,1039	0,1041
INSC (AUX1 e IGRM_1)	0,0906	0,0456	0,1014
INCS (AUX1 e IGRM_2)	0,0118	0,3060	0,3062
INSC (AUX1 e IGRM_3)	0,0451	0,0201	0,0494
INCS (AUX1 e SÉT1_3)	0,0451	0,0201	0,0493
INCS (AUX1 e SÉT1_4)	0,1526	0,4819	0,5055
BVM (MR e SÉT1_3)	0,0492	0,1219	0,1315
BVM (MR e SÉT1_4)	0,1524	0,0843	0,1742
BVM (MR e SÉT1_8)	0,1456	0,0868	0,1695

A partir dos valores das resultantes planimétricas presentes na Tabela 4.32 foi gerado o gráfico da Figura 4.73.

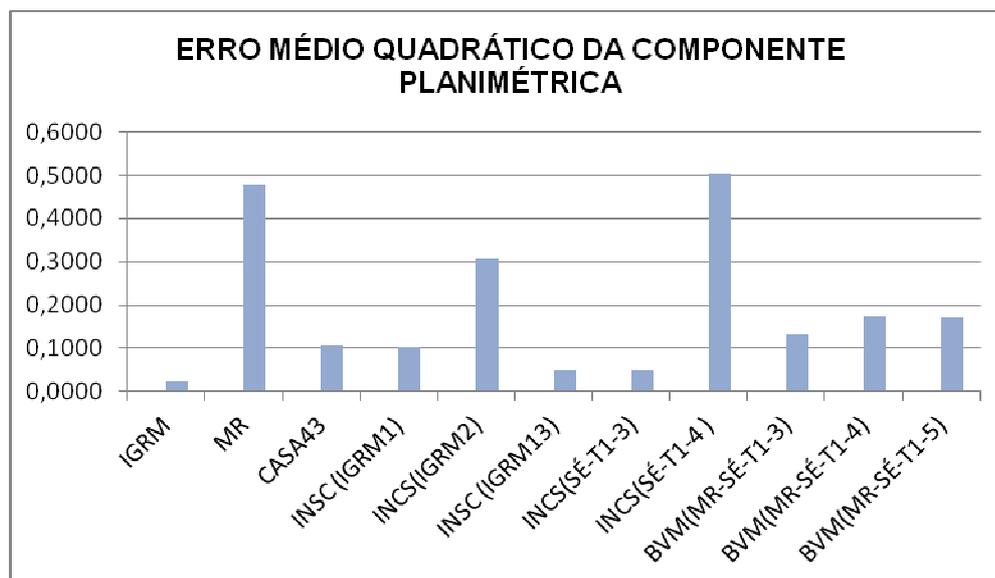


Figura 4.73 – Representação gráfica das resultantes planimétricas das estações de referência determina por interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância.

Avaliando as resultantes planimétricas presentes na Tabela 4.32 e na Figura 4.73, observa-se que oito coordenadas (MR, CASA 43, INSC (IGRM_3 - AUX1), INCS (IGRM1 - AUX1), INCS (SÉT1_4 - AUX1), BVM (MR-SÉT1_4), BVM (MR - SÉT1_5), BVM (MR -

SÉT1_3)) apresentam-se com valores superiores a 10 cm. O valor elevado da resultante planimétrica pode ser justificado pela imperfeição da configuração geométrica, por exemplo Figura 4.65, formada pelo método da interseção a ré.

4.2.5 Análise entre as altitudes das RRNN medidas com Nível Digital e Estação Total

Considerando as coordenadas altimétricas determinadas por nivelamento geométrico pelo MMQ Correlatos e as coordenadas altimétricas determinadas por nivelamento trigonométrico das RRNN, as discrepâncias entre as mesmas foram calculadas e seus resultados são mostrados nas Tabelas: Tabela 4.23, Tabela 4.24, Tabela 4.25, Tabela 4.26, Tabela 4.27 e Tabela 4.28. Analisando as Tabelas verifica-se que os alvos altos INSC_P_ESQ, INSC_P_DIR e SÉT1_4 apresentam os melhores resultados de altitudes, pois as discrepâncias são inferiores ou iguais a 1cm. Os demais alvos altos não apresentaram resultados altimétricos satisfatórios.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho teve como objetivo geral analisar e comparar estruturas geodésicas tridimensionais definidas por Métodos Planialtimétricos de Medição. Uma dificuldade freqüente nos levantamentos topográficos/geodésicos é a escassez de pontos de referência planialtimétricos nas proximidades dos imóveis urbanos e rurais. Uma solução para essa dificuldade é o emprego da tecnologia de Posicionamento Geodésico por Satélite (GNSS – Global Navigation Satellite System) integrado a medições terrestres planialtimétricas para definição de um conjunto de campo de pontos de referência (cf. Capítulo 2 e 3).

As estruturas geodésicas de caráter locais são implantadas principalmente para projetos de engenharia, investigações geofísicas, entre outras, e para a determinação de procedimentos geodinâmicos espacialmente limitados (cf. item 2.2).

Como as ações antrópicas são grandes, seja por renovação das calçadas, vias de comunicação, colocação de novas tubulações de esgoto ou cabos de luz e telefone, muitos dos vértices implantados pelo IBGE ou Órgãos Federais e/ou Estaduais foram perdidos ou obstruídos. Para evitar esse tipo de problema decidiu-se, neste trabalho, acrescentar ao campo de pontos de referência pré-existentes no Sítio Histórico de Olinda um conjunto de novos pontos situados em locais altos e inacessíveis localizados nas Torres das Igrejas de Nossa Senhora da Misericórdia, Igreja da Sé e Igreja Nossa Senhora do Carmo (cf. item 4.2).

Em áreas urbanizadas estes alvos altos são de grande importância, pois os mesmos podem ser visíveis a grandes distâncias, de modo que podem servir para a definição azimutal e controle geométrico de vários levantamentos de campo. Antes das construções de edifícios prediais, existiam apenas residências com alturas inferiores as edificações das Igrejas localizadas em suas vizinhanças. Esta característica ainda existe em cidades históricas e protegidas pelo patrimônio histórico e cultural, pois nestas imediações não são permitidas construções que descaracterizam o ambiente artístico e cultural existente, a exemplo da Cidade alta de Olinda, onde foram realizadas as medições deste trabalho.

Para dar continuidade aos estudos e implantação de estruturas geodésicas no Sítio Histórico de Olinda desenvolvidos em GAMA (2008) e em TENÓRIO (2008) foi implantado um campo de pontos de referência altimétrica separado e adjacente a um conjunto de campo de pontos de referência pré-existente definidos por GPS. Com isto foi possível evitar as medidas a trena para os centros das Estações Totais, quando estas são empregadas para a determinação das torres das igrejas e determinação de pontos-objeto

localizados nas fachadas das edificações. Assim, foram remeidos os vértices GPS pré-existentes e implantados novos vértices com o emprego da Tecnologia GNSS (cf. item 4.2.1), a fim de avaliar a qualidade das estruturas pré-existentes e melhorar a configuração geométrica para a determinação das torres das igrejas com o emprego das medições terrestres com Nível Digital (cf. item 4.2.2) e com Estações Totais (cf. item 4.2.3).

Inicialmente realizou-se na Área Teste o levantamento relativo com o método de posicionamento (GNSS) estático, com o objetivo de obter as coordenadas precisas do campo de pontos de referência. Para a comparação com o campo de pontos de referência pré-existente foi utilizado o mesmo procedimento de medição descrito em (GAMA, 2008) com a vantagem neste trabalho de se empregar receptores GNSS. As coordenadas determinadas com o método de posicionamento relativo estático serviram de base e comparativo, para as coordenadas obtidas pelos métodos terrestres de medição com Estação Total: método da interseção a vante, método da interseção a ré (método da estação livre) e o método do nivelamento trigonométrico, e com Nível Digital: método do nivelamento geométrico (cf. Capítulo 4).

As análises são realizadas com ênfase na avaliação do desempenho de estruturas geodésicas realizadas pelos métodos citados acima, considerando o nível de obstrução das estações, comprimento de linhas de base e tipo de observável utilizada (cf. item 4.2.1).

Como indicador de qualidade foi adotado o nível de confiança de 95% (cf. item 4.2.1.2, 4.2.2.2 e 4.2.3.2). Sendo este o mais utilizado na realização dos levantamentos aplicados à Engenharia para os métodos de levantamento do Sistema GNSS, assim como com Estação Total e Nível Digital.

Com isso, mostra-se ser de relevância um estudo envolvendo os Métodos Terrestres de Medição, tais como: Interseção a Vante e a Ré; Nivelamento Geométrico, Nivelamento Trigonométrico com Visadas Curtas, além do Posicionamento Geodésico por Satélite para a definição de campo de pontos de referência localizados em terrenos acidentados.

A seguir serão apresentadas conclusões relevantes extraídas neste trabalho.

5.1 Conclusões

- Foram implantados três campos de pontos de referência com tecnologias de medição distintas. A primeira com o emprego do GNSS, a segunda com o emprego de Nível Digital de altíssima precisão (0,3mm/km) e a terceira com o emprego de Estações Totais de 5" de precisão angular e 5mm + 5 ppm de precisão linear. Este

conjunto de campo de pontos de referência permitem realizar Levantamentos Topográficos/Geodésicos e Reconstrução 3D de objetos das respectivas áreas e seus entornos. Neste sentido o Sítio Histórico de Olinda foi contemplado com a implantação de estruturas geodésicas planialtimétricas, que poderão contribuir para a execução de levantamentos aplicados à Engenharia.

- Analisando a qualidade das coordenadas determinadas em 2008 (Tabela 4.7) com o emprego de receptores GPS com a qualidade das coordenadas determinadas neste trabalho (Tabela 4.6) com o emprego de receptores GNSS, verifica-se que estes últimos apresentaram resultados da qualidade posicional entorno de milímetros.
- Para melhorar a qualidade do vértice CASA 43 e para implantar um vértice na praça em frente da Igreja de Nossa Senhora do Carmo denominado de INSC foi efetuado um novo levantamento de campo GNSS utilizando as estações RECF do IBGE e V - 12 da Prefeitura Municipal do Recife como referências. Pois estas apresentam uma configuração geométrica mais consistente do que a formada anteriormente a partir das estações RECF e UFPE. No entanto após o processamento, constatou-se que os desvios padrão horizontal da CASA 43 empregando as coordenadas da estação V - 12 estabelecidas na monografia (ENGEFOTO, 2007), não foram satisfatórios. Com o objetivo de melhorar a precisão dos vértices CASA 43 e INSC, o vértice V -12 teve suas coordenadas redeterminadas a partir da estação RECF e das observações realizadas neste trabalho, sendo estas adotadas para o novo processamento das coordenadas dos vértices CASA 43 e INSC, melhorando assim, o resultado das coordenadas determinadas.
- O campo de pontos de referência altimétrica RNSP, RNSC, RNLS, RNLM, RN7E, RNPM e RNMR foram determinados com Nível Digital a partir do RN394D do IBGE. O processamento foi realizado pelo método empírico e do MMQ Correlatos. De acordo com os testes de hipóteses realizados, verificou-se que o ajustamento deste campo de pontos está dentro do intervalo de confiança estabelecido pela distribuição Qui-Quadrado ao nível de 5% de significância, ou seja, em 95% de confiança. Neste experimento foi realizado um teste estatístico para a identificação das observações com erros grosseiros, utilizando-se o modelo de *Baarda – Data Snooping*. Este teste detectou um erro grosseiro na linha de nivelamento L11, realizada de RNMR para RNSP. O método dos correlatos foi recalculado, obtendo-se resultados satisfatórios. As altitudes do campo de pontos de referência obtidas pelo ajustamento dos correlatos foram empregadas para a determinação das altitudes dos alvos altos das Torres das Igrejas observadas por nivelamento trigonométrico.

- O erro grosseiro detectado na linha de nivelamento L11 provavelmente ocorreu devido à falta de iluminação nos últimos dois lances do percurso de medição para o RNSP. Além disso, utilizou-se neste trecho como ponto de passagem um prego fixado na calçada, o qual pode ter cedido quando a mira de ínvar foi apoiada sobre o mesmo (cf. item 4.2.2, Dia 14/07/2011).
- O campo de pontos de referência planialtimétrica (IGRM_1, IGRM_2 e IGRM_3; SÉT1_3, SÉT1_4, SÉT1_5, SÉT2_6, SÉT2_7, SÉT1_8, SÉT2_10 e SÉT1_11; QCXEsq; INSC_P_DIR e INSC_P_ESQ) tiveram suas coordenadas determinadas com Estação Total pelo método da interseção a vante a partir do campo de pontos de referência planimétrico (BVM, MR, IGRM, EB – 105, Q – 62, EL, INSC e AUX1) e pelo método do nivelamento trigonométrico a partir do campo de pontos de referência altimétrico.
- A geometria formada pelas estações de referência e pontos das Torres das Igrejas não permitiu que todos os vértices de referência fossem calculados por interseção a ré por meio de medições combinadas de direção e distância. Como exemplo determinou-se o vértice AUX1 a partir de SÉT1_4, INSC_P_DIR e INSC.
- Considerando os desvios padrão das coordenadas planimétricas, presentes na Tabela 4.15, determinadas por interseção a vante, nota-se que os maiores desvios padrão foi encontrado para o alvo alto INSC_P_ESQ, com valor de 0,0337m para a coordenada E e 0,0305m para a coordenada N do vértice INSC_P_DIR. Os menores valores de desvios padrão, são encontrados para as coordenadas E e N do vértice IGRM_2, com valores de 0,0002m e 0,0003m, respectivamente.
- Como as coordenadas altimétricas dos pontos altos não foram ajustadas, o controle de qualidade das mesmas foi realizado através da dispersão em torno da média, a um nível de significância de 99,7% da distribuição normal. Para isso foram calculados a médias e os desvios padrão para cada ponto, com o intuito de identificar erros grosseiros nas coordenadas. A Tabela 4.30 apresenta o intervalo de probabilidade de aceitação das coordenadas. Seguindo esse critério, todas as coordenadas estão dentro do nível de aceitação e não foram identificados erros grosseiros. Entretanto analisando as altitudes ortométricas das RRNN determinadas pelo nivelamento geométrico utilizando-se o MMQ Correlatos e as calculadas pelo nivelamento trigonométrico a partir das altitudes dos alvos altos, encontrou-se discrepâncias não aceitáveis para a maioria dos alvos altos, excetuando-se os alvos

INSC_P_ESQ, INSC_P_DIR e SÉT1_4, cujas respectivas discrepâncias ficaram entorno de 1cm.

5.2 Recomendações

- Melhorar a geometria dos alvos altos para a determinação dos vértices CASA 43 e INSC pelo método da interseção a ré por meio de medições de direção.
- Melhorar a determinação das altitudes dos alvos altos pelo método trigonométrico.
- Observa-se que nesses experimentos foram utilizadas coordenadas UTM no Sistema SIRGAS 2000, mostrando que o Sistema de Medição está pronto para receber esse tipo de coordenadas. No entanto, ressalte-se a importância do conhecimento da utilização de coordenadas UTM em procedimentos topográficos, as quais são possíveis em função dos limites dos comprimentos empregados. Em (SILVEIRA, 1990) são apresentados cálculos geodésicos no sistema UTM aplicados à Topografia e em (MENDONÇA, et al., 2010) é apresentada a utilização do teste qui-quadrado para a análise de resultados a fim de verificar a normalidade das observações, o que permitiu identificar a inconsistência do modelo de projeção no ajuste das observações lineares obtidas com Estação Total, quando se aplica o plano UTM como se fosse topográfico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR-13.133 – **Normas Técnicas para a Execução de Levantamentos Topográficos**. Rio de Janeiro, 1994.

ABNT. NBR-14.166 – **Rede de Referência Cadastral Municipal – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1998.

ALGARVE, UNIVERSIDADE DO ALGARVE. **Nivelamento Geométrico- Cálculo**. Escola Superior de Tecnologia: Disciplina de Topografia II, 1º ano – Engenharia Topográfica, Portugal, 2004.

BAUER, M.: **Vermessung und Ortung mit Satelliten**. 5. Auflage Herbert Wichmann Verlag, Hüthig GmbH, Heidelberg, 2003.

BAARDA, W. **A testing procedure for use in geodetic networks**. Netherlands Geodetic Commission. Publications on Geodesy. Série 2. N. 5. Delft , Netherlands, 1968, 97p.

BONIFÁCIO, M. B.; DE SEIXAS, A.; CARNEIRO, A. F. T. **Sistemas de Medição Híbridos Aplicados ao Georreferenciamento de Imóveis**. II Simpósio Brasileiro de Geomática . V Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas, Presidente Prudente – SP.2007.ISSN 1981-6251, p.922-927.

BOTELHO, F. J. L. **Métodos de Racionalização Construtiva no Posicionamento preciso de Edificações Prediais**. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação, 2003.

CARDOSO, J.C. **Determinação Controlada de Deslocamentos Verticais de Pontos com Linha de Base GPS de 425 Metros de Extensão**. Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação da UFPE. Recife. 2005.

DALMOLIN, Q. **Ajustamento Por Mínimos Quadrados**. Curitiba: Imprensa Universitária – UFPR, 2002. 175p.

DE SEIXAS, A., FERREIRA, T., ROMÃO, V., BOTELHO, F., **Definição de sistemas de Referência no controle de qualidade de edificações**. In: Novos Desenvolvimentos em Ciências Geodésicas, p. 209-224. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2003, editor chefe Edson Aparecido Mitishita (Série em Ciências Geodésicas, Volume 3).

DE SEIXAS, A.; BURITY, E. F. **Geodésia aplicada à medição e ao monitoramento de áreas de risco em sítios industrializados**. IV CBCG, Curitiba-PR, 2005.

DEUMILICH, F.; STEIGER, R. **Instrumentenkunde der Vermessungstechnik**. Aufl. 9. Wichmann, 2002.

ENGEFOTO. **Relatório Conclusivo Cobertura Aerofotogramétrica para a Prefeitura Municipal do Recife**, 2007.

ERBA, D. A. (ORG.); THUM, A. B.; SILVA, C. A. U. de; SOUZA, G. C. de; VERONZ, M. R.; LENADRO, R. F.; MAIA, T. C. B. **Curso de Topografia para estudantes de Engenharia, Arquitetura e Geologia**. Editora Unissinos, 2005.

ESPARTEL, L. **Curso de Topografia**. Porto Alegre: Editora Globo. 7ª Ed. 1980.

FARAH, T. T. F. Q.; DE SEIXAS A. **Automação do procedimento de campo com o emprego de estação total para o levantamento e locação de obras da construção civil**. III Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife. 2010.

FERREIRA, T. S.; DE SEIXAS, A.; ROMÃO, V. M. C. **Conceituação de Campos de Pontos na Medição de Deformação de Objetos**. Anais do I Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife, 2004.

FORTES, L. P. S. **SIRGAS: O Sistema de Referência para o novo milênio**. 2000. www.ibge.gov.br (acessado em 12/07/2012).

FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE. **Região Metropolitana do Recife: Plano de Preservação dos Sítios Históricos**. Recife: FIDEM, 1978.

GAMA, L. F. **Experimentos e Análises Metodológicas do Desempenho de Estruturas Geodésicas Planimétricas Implantadas com GPS e Estação Total: Aplicações em Levantamentos Cadastrais Urbanos**. Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação da UFPE. Recife. 2008.

GAMA, L. F.; DE SEIXAS, A.; L. F.; SOUZA, A. M. B.; FARAH, T. T. F. Q.; BARBOSA, A. C. P. **Reconstrução Tridimensional de uma Encosta Acidentada nas Imedições de Gravatá-Pe por Meio de Métodos Geodésicos Controlados**, VI Colóquio Brasileiro em Ciências. UFPR. Paraná. 2009.

GAMA, L. F.; DE SEIXAS, A., SOUZA, A. M. B. **Implantação e Análise de Estruturas Geodésicas Planimétricas Obtidas por GPS e Estação Total: Aplicações em Levantamentos Cadastrais Urbanos.** Revista Brasileira de Cartografia, nº 62/2, 2012.

GARNÉS, S. J. A. **Sistema de Projeção e Orientação das Plantas Topográficas.** Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. UFSC, Florianópolis, 1998.

GEMAEL, C. **Introdução ao Ajustamento de Observações: aplicações geodésicas.** Curitiba: Ed.UFPR, 1994. Reimpressão 2004.

GHILANI, C. D.; WOLF, P. R. **Elementary Surveying: An Introduction to Geomatics.** 13th. New York: John Wiley & Sons Inc., 2012.

GRUBER, F. J.; JOECKEL, R. **Formelsammlung fuer das Vermessungswesen.** 15. Auflage. Studium Viemegt: Teubner, 2011.

IBGE. **Resolução - PR nº 22, de 21-07-83** - Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos, 1983 – www.ibge.gov.br (acessado em 02/07/2011).

IBGE. **Resolução - PR nº 01, de 25-02-05** - Altera a caracterização do Sistema Geodésico Brasileiro. 2005 – www.ibge.gov.br (acessado em 02/07/2011).

IBGE. **Manuais Técnicos em Geociências – Noções Básicas de Cartografia** – Departamento de Cartografia. Rio de Janeiro: IBGE, 1999.

JORDAN, D. W. **Tratado general de Topografia.** V. I. Barcelona, Editorial Gustavo Gili, S. A., 1944.

KAHMEN, H. **Angewandete Geodaesie. Vermessungskunde.** 20. Aufl., 2005.

KAHMEN, H. **Vermessungskunde.** 19. Aufl., 1997.

KAHMEN, H.; FAIG, W. **Surveying.** Berlin: Ed. de Gruyter, 1988.

LEICA. **Manual do utilizador Leica DNA 03/DNA 10.** Versão 2.0 – português, 2002.

LEICK, A. **GPS: Satellite surveying.** 2. ed. New York: J.Wiley, 1995. 560p.

MENONÇA, F. J. B.; GARNÉS, S. J. dos A.; PEREIRA, C. M.; NETO, J. A. B.; MELO, W. D. A. **Análise do ajustamento por mínimos quadrados de uma trilateração topográfica com injeções nos planos UTM e Topocêntrico.** III Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife-PE, 2010.

MONICO, J. F. Galera. **Posicionamento pelo NAVSTAR – GPS: Descrição, Fundamentos e Aplicações**. Editora UNESP – São Paulo, 2000.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento pelo GNSS: descrição, fundamentos e aplicações**. 2 ed. - São Paulo: Editora UNESP, 2008.

PENÃ, J. S. **La Intersección Inversa: Método Geométrico, Topográfico Y Cartográfico**.

XIV Congreso Internacional de Ingenieria Grafica, Santander, Espana – 5-7 junio de 2002.

PEREIRA, K. D.; FAZAN, J. A. e FORTES, L. P. S. **RBMC: Sete anos fornecendo referência a posicionamentos GPS no Brasil e Exterior**. XXI Congresso Brasileiro de Cartografia, Belo Horizonte, MG, 2003. www.ibge.gov.br (acessado em 19/07/2012).

POPE, A. J. **The statistics of residuals and the detection of outliers**. NOAA Technical Rep. NOS 65 NGS 1, U.S. National Geodetic Survey, Silver Spring, Md, 1976, 136p.

RHADAMEK, A. A. P. **Uma Abordagem Metodológica para a Identificação, Representação e Monitoramento Geodésico de uma Encosta em Risco Natural**. Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação da UFPE. Recife, 2008.

RESNIK, B.; BILL, R. **Vermessungskunde fuer den Planungs-, Bau- und Umweltbereich**. 3. Aulf. Wichmann Verlag: Heidelberg, 2003.

ROCHA, D. C.; GAMA, L. F.; DE SEIXAS, A. **Levantamentos de Edificações Prediais Históricas**. Anais do IV Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife, 2012.

ROMÃO, V. M. C. **Teoria dos Erros – Notas de aula**. Recife: UFPE, 2009.

SANTOS, M. C. dos. **Estabilidade de Estruturas Geodésicas**. Curitiba: UFPR/Setor de Ciências da Terra, 1999. 79p.:il.

SANTOS, S. M. dos. **Investigações Metodológicas sobre o monitoramento da subsidência do solo devido à extração de água subterrânea – Caso da Região Metropolitana de Recife**. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil UFPE. Recife, 2005.

SCHÜTZE, B. **Genauigkeit des ebenen Vorwärtseinschnitts mit trigonometrischer Höhenbestimmung**. Vermessungstechnik, Berlin 37. 1989.

SEEBER, G. **Satellite Geodesy: Fundamentations, Methods and Applications**. Walter de Gruyter, Berlin, New York, 2003.

SILVA, A. L.; COSTA, S. M. A. **Análises e Resultados do Centro de Processamento SIRGAS – IBGE**. Anais do II Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife, 2008.

SILVA, A. L.; COSTA, S. M. A. **Redes Estaduais GPS: Situação Atual e Perspectiva Futura**. Anais do II Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife, 2008.

SILVA, C. B. da; DE SEIXAS, A.; SIQUEIRA, E.; VERÍSSIMO, K. J.; RUMMENIGGE, L. **Georreferenciamento da Estação Total: Determinação do Ponto Estação e da Orientação do Limbo Horizontal**. IV Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife – PE, 2012.

SILVEIRA, L. C. da. **Cálculos geodésicos no Sistema UTM aplicados à Topografia**. Editora e Livraria Luana Ltda., 2ª Edição, 1990.

SOUZA, A. M. B.; DE SEIXAS, A.; GAMA, L. F. **Reconstrução de superfície terrestre por técnicas ópticas de medição tridimensional**. III Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife – PE, 2010.

STAIGER, R. **Theoretische Untersuchungen zum Einsatz von Industriemesssystemen**, Muenchen, Reiche C Heft Nr.340, Dissertation, 1988.

TENÓRIO, B.; DE SEIXAS, A. **Reconstrução Tridimensional de Superfícies Topográficas Terrestres e Obras Arquitetônicas no Sítio Histórico de Olinda**. II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias de Geoinformação, 2008.

TOPCON. **Positioning System (Manual do operador – Hiper)**, 2003.

TORGE, W. **Geodäsie**, 2. Auflage, Berlin: de Gruyter Lehrbuch, 2003.

TRIMBLE. **User guide 3300 DR**, 2004.

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z.; FAGGION, P. L.; **Apostila de Topografia - Módulo I**. Universidade Federal do Paraná, Departamento de Geomática. Curitiba, 2007.

WOLF, P. R.; GHILANI, C. D. **Elementary Surveying: An Introduction to Geomatics**. 3th. New York: John Wiley & Sons Inc., 2006. 564 p.

WOLF, P. R.; GHILANI, C. D. **Adjustment Computations Statistics and Least Squares in Surveying and GIS**. New York. John Wiley & Sons Inc,1997.

ANEXOS

ANEXO 1: Sítio Histórico de Olinda: Processamento do Campo de Pontos de Referência.

ANEXO 2: Sítio Histórico de Olinda: Processamento do Campo de Pontos de Referência.

ANEXO 3: Relatório de V – 12

ANEXO 4: Relatório do RN394D

ANEXO 1: Sítio Histórico de Olinda: Processamento do Campo de Pontos de Referência.



Project Summary

Project name: **AREATEST02.ttp**
 Surveyor:
 Comment:
 Linear unit: **Meters**
 Projection:
 Geoid:

Adjustment Summary

Adjustment type: **Plane + Height, Constraint**
 Confidence level: **95 %**
 Number of adjusted points: **7**
 Number of plane control points: **2**
 Number of used GPS vectors: **16**
 Number of rejected GPS vectors by plane: **2**
 A posteriori plane UWE: **1,018397** , Bounds: (**0,6761821** , **1,323505**)
 Number of height control points: **2**
 Number of rejected GPS vectors by height: **1**
 A posteriori height UWE: **0,4505166** , Bounds: (**0,5700877** , **1,431083**)

Used GPS Observations

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horizontal Precision (m)	Vertical Precision (m)
BVM-RECF	-3848,152	-10896,655	-16,120	0,005	0,011
BVM-RECF	-3848,155	-10896,654	-16,121	0,033	0,064
BVM-RECF	-3848,153	-10896,645	-16,129	0,005	0,012
BVM-UFPE_CTG	-4076,439	-11248,631	12,129	0,004	0,009
BVM-UFPE_CTG	-4076,440	-11248,635	12,154	0,031	0,068
BVM-UFPE_CTG	-4076,433	-11248,635	12,140	0,006	0,013
CASA43-RECF	-3773,856	-11074,176	2,325	0,037	0,054
CASA43-UFPE_CTG	-4002,033	-11426,220	30,594	0,045	0,046
IGRM-RECF	-4165,965	-10938,568	-37,176	0,005	0,011
IGRM-UFPE_CTG	-4394,251	-11290,539	-8,925	0,004	0,008
MR-RECF	-3896,673	-10879,148	-16,238	0,005	0,011
MR-UFPE_CTG	-4124,963	-11231,126	12,028	0,008	0,017
MRL-RECF	-3897,439	-10878,931	-16,585	0,056	0,046
MRL-UFPE_CTG	-4125,728	-11230,707	11,738	0,011	0,014
RECF-UFPE_CTG	-228,181	-351,975	29,006	0,001	0,003
RECF-UFPE_CTG	-228,181	-351,975	29,004	0,002	0,004

GPS Observation Residuals

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horizontal Precision (m)	Vertical Precision (m)
BVM-RECF	-3848,152	-10896,655	-16,120	0,005	0,011
BVM-RECF	-3848,155	-10896,654	-16,121	0,033	0,064
BVM-RECF	-3848,153	-10896,645	-16,129	0,005	0,012
BVM-UFPE_CTG	-4076,439	-11248,631	12,129	0,004	0,009
BVM-UFPE_CTG	-4076,440	-11248,635	12,154	0,031	0,068
BVM-UFPE_CTG	-4076,433	-11248,635	12,140	0,006	0,013
CASA43-RECF	-3773,856	-11074,176	2,325	0,037	0,054
CASA43-UFPE_CTG	-4002,033	-11426,220	30,594	0,045	0,046
IGRM-RECF	-4165,965	-10938,568	-37,176	0,005	0,011
IGRM-UFPE_CTG	-4394,251	-11290,539	-8,925	0,004	0,008

MR-RECF	-3896,673	-10879,148	-16,238	0,005	0,011
MR-UFPE_CTG	-4124,963	-11231,126	12,028	0,008	0,017
MRL-RECF	-3897,439	-10878,931	-16,585	0,056	0,046
MRL-UFPE_CTG	-4125,728	-11230,707	11,738	0,011	0,014
RECF-UFPE_CTG	-228,181	-351,975	29,006	0,001	0,003
RECF-UFPE_CTG	-228,181	-351,975	29,004	0,002	0,004

Control Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
RECF	8°03'03,46970"S	34°57'05,45910"W	20,180	
UFPE_CTG	8°03'10,89713"S	34°57'16,95432"W	49,200	

Adjusted Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
BVM	8°00'58,25187"S	34°51'09,58486"W	25,833	
CASA43	8°01'00,67168"S	34°51'03,78724"W	7,113	
IGRM	8°00'47,90711"S	34°51'08,21604"W	46,608	
MR	8°00'56,67229"S	34°51'10,15659"W	25,942	
MRL	8°00'56,64727"S	34°51'10,17012"W	26,232	

ANEXO 2: Sítio Histórico de Olinda: Processamento do Campo de Pontos de Referência.



Project Summary

Project name: ÁREA TESTE02 17012011 EST REF RECF Coord. Prefeitura.ttp

Surveyor: ANGELA

Comment:

Linear unit: Meters

Projection: UTMSouth-Zone_25 : 36W to 30W

Geoid:

Adjustment Summary

Adjustment type: Plane + Height, Constraint

Confidence level: 95 %

Number of adjusted points: 4

Number of plane control points: 2

Number of used GPS vectors: 5

Number of rejected GPS vectors by plane: 3

A posteriori plane UWE: 1 , Bounds: (1 , 1)

Number of height control points: 2

Number of rejected GPS vectors by height: 1

A posteriori height UWE: 0,3576632 , Bounds: (0,1590597 , 1,920937)

Used GPS Observations

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
CASA 43-RECF	-3824,300	-11058,702	12,986	0,022	0,033
CASA 43-V 12	-10142,102	-4043,036	-8,244	0,006	0,011
INSC-RECF	-3844,523	-11291,518	17,464	0,005	0,012
INSC-V 12	-10162,407	-4275,755	-4,156	0,006	0,011
RECF-V 12	-6317,925	7015,749	-21,613	0,003	0,006

GPS Observation Residuals

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
CASA 43-RECF	-3824,300	-11058,702	12,986	0,022	0,033
CASA 43-V 12	-10142,102	-4043,036	-8,244	0,006	0,011
INSC-RECF	-3844,523	-11291,518	17,464	0,005	0,012
INSC-V 12	-10162,407	-4275,755	-4,156	0,006	0,011
RECF-V 12	-6317,925	7015,749	-21,613	0,003	0,006

Control Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
RECF	8°03'03,46970"S	34°57'05,49910"W	20,180	
V 12	8°06'30,16493"S	34°53'17,32463"W	-1,433	

Adjusted Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
CASA 43	8°01'00,67798"S	34°51'03,78044"W	6,810	
INSC	8°01'00,05125"S	34°50'56,17863"W	2,719	



Project Summary

Project name: REDE OLINDA 17 01 2011 V12.ttp

Surveyor: Angela

Comment:

Linear unit: Meters

Projection: UTMSouth-Zone_25 : 36W to 30W

Geoid:

Adjustment Summary

Adjustment type: Plane + Height, Minimal constraint

Confidence level: 95 %

Number of adjusted points: 2

Number of plane control points: 1

Number of used GPS vectors: 1

A posteriori plane UWE: 1 , Bounds: (1 , 1)

Number of height control points: 1

A posteriori height UWE: 1 , Bounds: (1 , 1)

Used GPS Observations

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
RECF-V12	-6317,922	7015,744	-21,623	0,006	0,012

GPS Observation Residuals

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
RECF-V12	-6317,922	7015,744	-21,623	0,006	0,012

Control Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
RECF	8°03'03,46970"S	34°57'05,49910"W	20,180	

Adjusted Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
V12	8°06'30,16514"S	34°53'17,36474"W	-1,443	



Project Summary

Project name: ÁREA TESTE02 17012011 EST REF RECF e V12 calculado.ttp

Surveyor: ANGELA

Comment:

Linear unit: Meters

Projection: UTMSouth-Zone_25 : 36W to 30W

Geoid:

Adjustment Summary

Adjustment type: Plane + Height, Constraint

Confidence level: 95 %

Number of adjusted points: 4

Number of plane control points: 2

Number of used GPS vectors: 5

Number of rejected GPS vectors by plane: 2

A posteriori plane UWE: 0,3962538 , Bounds: (0,1590597 , 1,920937)

Number of height control points: 2

Number of rejected GPS vectors by height: 1

A posteriori height UWE: 1,001715 , Bounds: (0,1590597 , 1,920937)

Used GPS Observations

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
CASA 43-RECF	-3824,293	-11058,703	12,998	0,008	0,012
CASA 43-V 12	-10142,102	-4043,036	-8,244	0,006	0,011
INSC-RECF	-3844,519	-11291,512	17,481	0,007	0,013
INSC-V 12	-10162,404	-4275,752	-4,154	0,005	0,011
RECF-V 12	-6317,923	7015,746	-21,608	0,006	0,012

GPS Observation Residuals

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
CASA 43-RECF	-3824,293	-11058,703	12,998	0,008	0,012
CASA 43-V 12	-10142,102	-4043,036	-8,244	0,006	0,011
INSC-RECF	-3844,519	-11291,512	17,481	0,007	0,013
INSC-V 12	-10162,404	-4275,752	-4,154	0,005	0,011
RECF-V 12	-6317,923	7015,746	-21,608	0,006	0,012

Control Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
RECF	8°03'03,46970"S	34°57'05,49910"W	20,180	
V 12	8°06'30,16514"S	34°53'17,36474"W	-1,443	

Adjusted Points

Name	Latitude	Longitude	Ell.Height (m)	Code
CASA 43	8°01'00,67819"S	34°51'03,82054"W	6,801	
INSC	8°01'00,05155"S	34°50'56,21885"W	2,706	

ANEXO 3: Relatório de V – 12

Nome da Estação: V12

Obra / Ano: 819/07

DADOS GERAIS

SISTEMA DE PROJEÇÃO-UTM

COORDENADAS

Município: Recife
Localidade: Boa Viagem
Linha: 02
Folha: 90-13-00
Foto/Faixa: 78/15
Data: 10/2007

Meridiano Central = 33° W
Origem N (Equador) = 10000000 m
Origem E (MC 33° W) = 500000 m
K0 = 0.9996
DATUM H SIRGAS-2000
DATUM V Imbituba/SC

LAT. = 08° 06' 30.16493"S
LONG. = 34° 53' 17.32463"W
N = 9103236.979 m
E = 291946.791 m
H (GEOM) = -1.433 m
H (ORTO.)* = 4.533 m

Descrição: Marco de concreto tronco piramidal, medindo 20x30x60cm, encimado por Chapa metálica, com as seguintes inscrições: V-12, PROTEGIDO POR LEI – PREF. RECIFE – ENGEFOTO CURITIBA; DATA 10/07.

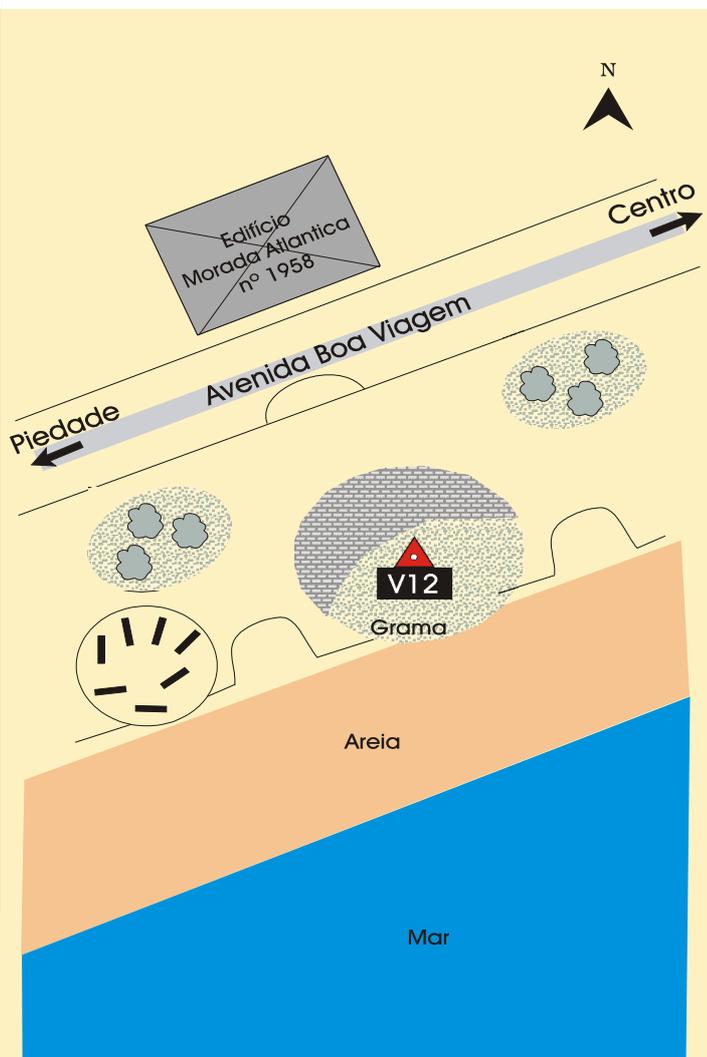
CROQUIS

ITINERÁRIO

Estação V12 está localizada na Avenida Boa Viagem, enfrente ao prédio de Nº1958, em um canteiro.

* Altitude ortométrica obtida por nivelamento geométrico.

FOTO



ANEXO 4: Relatório do RN394D

Estação :	394D	Nome da Estação :	394D	Tipo :	Estação Altimétrica - RN
Município :	OLINDA			UF :	PE
Última Visita:	17/4/2006	Situação Marco Principal :	Bom		

DADOS PLANIMÉTRICOS		DADOS ALTIMÉTRICOS		DADOS GRAVIMÉTRICOS	
Latitude	08 ° 00 ' 59 " S	Altitude Ortométrica(m)	16,0037	Gravidade(mGal)	
Longitude	34 ° 51 ' 03 " W	Fonte	Nivelamento Geométrico	Sigma Gravidade(mGal)	
Fonte	GPS Navegação	Classe	Preliminar	Precisão	
Origem	Transformada	Datum	Imbituba	Datum	
S Datum	SAD-69	Data Medição	13/8/1958	Data Medição	
A Data Medição	17/4/2006	Data Cálculo	1/12/1975	Data Cálculo	
D Data Cálculo		Sigma Altitude Ortometrica(m)		Correção Topográfica	
6 Sigma Latitude(m)				Anomalia Bouguer	
9 Sigma Longitude(m)				Anomalia Ar-Livre	
UTM(N)	9.113.428			Densidade	
UTM(E)	296.013				
MC	-33				
Latitude	08 ° 01 ' 00 " S			Gravidade(mGal)	
S Longitude	34 ° 51 ' 04 " W			Sigma Gravidade(mGal)	
I Fonte	GPS Navegação			Precisão	
R Origem				Datum	
G Datum	SIRGAS2000			Data Medição	
A Data Medição	17/4/2006			Data Cálculo	
S Data Cálculo				Correção Topográfica	
2 Sigma Latitude(m)				Anomalia Bouguer	
0 Sigma Longitude(m)				Anomalia Ar-Livre	
0 UTM(N)	9.113.400			Densidade	
0 UTM(E)	295.983				
MC	-33				

* Último Ajustamento Planimétrico Global SAD-69 em 15/09/1996

** Ajustamento Planimétrico SIRGAS2000 em 23/11/2004 e 06/03/2006

*** Dados Planimétricos para Fonte carta nas escalas menores ou igual a 1:250000, valores SIRGAS2000 = SAD-69

Localização
Chapa cravada no lado direito da porta principal de quem sai da Igreja de São Pedro, matriz da cidade de Olinda.

Descrição
Chapa padrão IBGE

Foto(s)



RN 394-D

APÊNDICES

APÊNDICE 1: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda (Referências de Nível).

APÊNDICE 2: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda e Recife (Vértices Geodésicos).

APÊNDICE 3: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda (Alvos altos: Torres de Igrejas e Caixa D'água).

APÊNDICE 4: Cálculo das coordenadas do ponto alto SÉT1_4 – Interseção a vante a partir de IGRM e Q-62

APÊNDICE 5: Cálculo das coordenadas do ponto AUXI – Interseção a ré a partir de INSC e SÉT1_4.

APÊNDICE 1: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na
Cidade de Olinda (Referências de Nível)

**Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda
(Referências de Nível)**

Localização	Descrição da RN	Identificação da RN	Altitude Ortométrica (m)	Coordenadas Geodésicas
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Chapa cravada ao lado direito da porta principal da igreja de São Pedro.</p>	<p align="center">394-D</p>	<p align="center">15,9082 (Data de Cálculo 15/06/2011)*</p>	<p align="center">Latitude 08° 01' 00" S</p> <p align="center">Longitude 34° 51' 04" W</p> <p align="center">GPS de Navegação SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado entre o meio fio ao lado direito da porta principal da igreja de São Pedro.</p>	<p align="center">RNSP</p>	<p align="center">12,7226 ** Transporte RN 394-D</p>	<p align="center">Latitude 08° 01'00.06"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'03.90"W</p> <p align="center">Método da Irradiação a partir do vértice CASA 43 SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada, localizada na Avenida Liberdade. Em frente à Faculdade de Olinda-FOOCA.</p>	<p align="center">RNSC</p>	<p align="center">8,7223 ***</p>	<p align="center">Latitude 08° 00'59.66"S</p> <p align="center">Longitude 34°50'56.97"W</p> <p align="center">Método da Interseção a vante a partir dos vértices INSC e AUX1 SIRGAS2000</p>

<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no meio fio na esquina da Ladeira da Sé com Rua do Bonfim</p>	<p>RNLSE</p>	<p>18,5391 ***</p>	<p>Latitude 08° 00'54.62"S</p> <p>Longitude 34°51'01.58"W</p> <p>GPS de Navegação SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Ponta de uma haste metálica localizada na esquina entre a Ladeira da Misericórdia e a Rua do Bonfim.</p>	<p>RNLM</p>	<p>27,5724 ***</p>	<p>Latitude 08° 00'50.63"S</p> <p>Longitude 34°51'09.08"W</p> <p>Método da Irradiação a partir do vértice Q – 62 SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado entre o meio fio ao lado direito da porta principal da capela da 7ª Estação da Via Sacra. Localizada na Rua Prudente de Moraes</p>	<p>RN7E</p>	<p>19,9111 ***</p>	<p>Latitude 08° 00'52.88"S</p> <p>Longitude 34°51'10.33"W</p>

<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada da esquina da Rua Prudente de Moraes com Rua Pedro Monteiro</p>	<p>RNPM</p>	<p>19,0598 ***</p>	<p>Latitude 08° 01' 00" S</p> <p>Longitude 34° 51' 04" W</p> <p>Método da Irradiação a partir do vértice EL SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado entre o meio fio ao lado direito do monumento histórico 10 de Novembro, localizado na rua de São Bento.</p>	<p>RNMR</p>	<p>31,9088 ***</p>	<p>Latitude 08° 00'57.16"S</p> <p>Longitude 34°51'10.06"W</p> <p>Método da Irradiação a partir do vértice MR SIRGAS2000</p>

* Relatório Técnico IBGE

** Transporte da Altitude com respeito à RN394D

*** Altitudes Ortométricas a partir do MMQ: Correlatos

APÊNDICE 2: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na
Cidade de Olinda e Recife (Vértices Geodésicos)

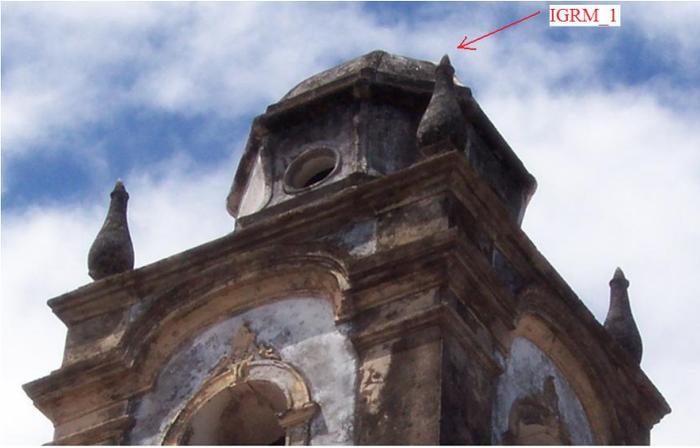
**Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda e Recife
(Vértices Geodésicos)**

Localização	Descrição do Vértice	Identificação do Vértice	Coordenadas Geodésicas
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralepípedo, localizado em frente do Mercado da Ribeira na rua de São Bento.</p>	<p align="center">MR</p>	<p align="center">Latitude 08°00'56,67"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'10,15"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralepípedo, localizado em na rua de São Bento em frente à rua Pedro Monteiro</p>	<p align="center">BVM</p>	<p align="center">Latitude 08°00'58,25"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'09,58"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada ao lado da Igreja da Misericórdia, localizado na rua Ladeira da Misericórdia.</p>	<p align="center">IGRM</p>	<p align="center">Latitude 08°00'47.93"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'08.22"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>

<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada da CASA 43 localizado na rua 27 de Janeiro.</p>	<p>CASA 43</p>	<p>Latitude 8°01'00,67" S</p> <p>Longitude 34°51'03,82"W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada, localizado rua do Bonfim.</p>	<p>INSC</p>	<p>Latitude 8°01'00,05" S</p> <p>Longitude 34°50'56,21"W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Marco de concreto tronco piramidal, medindo 20x30x60cm, encimado por chapa metálica, com as seguintes inscrições: V-12, PROTEGIDO POR LEI – PREF. RECIFE – ENGEFOTO CURITIBA</p>	<p>V - 12</p>	<p>Latitude 08°06'30,16"S</p> <p>Longitude 34°53'17,36"W</p> <p>SIRGAS2000</p>

APÊNDICE 3: Monografias do Campo de Pontos de Referência Localizados na
Cidade de Olinda (Alvos altos: Torres de Igrejas e Caixa D'água)

Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda
(Alvos altos: Torres de Igrejas e Caixa D'água)

Localização	Descrição do alvo alto	Identificação do alvo	Coordenadas Geodésicas (m)
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	Torre Direita da Igreja da Misericórdia	IGRM_1	<p align="center">Latitude 08°00'47.08"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'08.02"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	Torre Direita Fundo da Igreja da Misericórdia	IGRM_2	<p align="center">Latitude 08° 00'46.92"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'07.82"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p> 	Torre Esquerda da Igreja da Misericórdia	IGRM_3	<p align="center">Latitude 08° 00'47.08"S</p> <p align="center">Longitude 34°51'07.89289"W</p> <p align="center">SIRGAS2000</p>
<p align="center">Sítio Histórico de Olinda</p>			

	<p>Torre 1 extremidade direita da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT1_3</p>	<p>Latitude 08° 00' 50.61"S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.39"W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Torre 1 esfera central da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT1_4</p>	<p>Latitude 08° 00' 50.52"S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.32"W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Torre 1 extremidade esquerda Igreja da Sé</p>	<p>SÉT1_5</p>	<p>Latitude 08° 00' 50.52"S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.68"W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p>			<p>Latitude</p>

	<p>Torre 2 extremidade direita da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT2_6</p>	<p>08° 00' 49.93" S Longitude 34° 50' 57.84" W SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Torre 2 extremidade esquerda Igreja da Sé</p>	<p>SÉT2_7</p>	<p>Latitude 08° 00' 49.44" S Longitude 34° 50' 57.38" W SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Torre 1 extremidade direita fundo da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT1_8</p>	<p>Latitude 08° 00' 50.65" S Longitude 34° 50' 57.46" W SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p>			<p>Latitude 08° 00' 49.67" S</p>

	<p>Torre 2 esfera central da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT2_10</p>	<p>Longitude 34° 50' 57.52" W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Torre 2 extremidade direita fundo da Igreja da Sé</p>	<p>SÉT2_11</p>	<p>Latitude 08° 00' 49.74" S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.26" W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Caixa D'água localizada na rua Bispo Coutinho</p>	<p>QCXEsq</p>	<p>Latitude 08° 00' 48.78" S</p> <p>Longitude 34° 51' 00.12" W</p> <p>SIRGAS2000</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p>			<p>Latitude 08° 01' 01.88" S</p>

	<p>Torre Direita da Igreja da Misericórdia</p>	<p>INSC_P_DIR</p>	<p>Longitude 34° 50' 57.28" W</p> <p>SIRGAS2000</p>				
<p>Sítio Histórico de Olinda</p>					<p>Torre Direita da Igreja da Misericórdia</p>	<p>INSC_P_ESQ</p>	<p>Latitude 08° 01' 2.01" S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.28" W</p> <p>SIRGAS2000</p>
	<p>Torre Direita da Igreja da Misericórdia</p>	<p>INSC_P_ESQ</p>	<p>Latitude 08° 01' 2.01" S</p> <p>Longitude 34° 50' 57.28" W</p> <p>SIRGAS2000</p>				

APÊNDICE 4: Cálculo das coordenadas do ponto alto SÉT1_4 – Interseção a vante a partir de IGRM e Q-62

Ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados - Modelo Paramétrico

São conhecidas as coordenadas dos vértices P1 e P2 e foram observadas as distâncias dos mesmos a estação desconhecida PN.

Caderneta de campo; ângulos e distâncias observadas com o respectivo erro médio quadrático:

Calcular as coordenadas ajustadas da estação PN, bem como a precisão dessas coordenadas, das observações ajustadas e dos resíduos:

Pontos Fixos			Distâncias		Precisões		Ângulos (Base)		±σi (")
Ptº	X (m)	Y (m)	ℓi	Dist (m)	σi	σi (m)	ℓi	Grau Dec.	
IGRM	9113770,846	295852,2211	D1	343,0576	5mm+5ppm	0,00672	α1	94,124583	5
Q62	9113676,0276	295822,7503	D2	363,9871045	5mm+5ppm	0,00682	α2	70,085931	5

1. CÁLCULO DOS PARÂMETROS APROXIMADOS E EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO:

$$x_n = \frac{x_2 \cdot \tan \alpha_2 + x_1 \cdot \tan \alpha_1 + \Delta y \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2}$$

$$y_n = \frac{y_2 \cdot \tan \alpha_2 + y_1 \cdot \tan \alpha_1 - \Delta x \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2}$$

PARÂMETROS APROXIMADOS (PN)			D=	343,0768	MODELO MATEMÁTICO: Xa = [xa ya]T	
Ptº	X (m)	Y (m)		363,9548514	$\ell_{ai} = \ell_{bi} + v_i = [(x_i - x_a)^2 + (y_i - y_a)^2]^{1/2}; (i = 1,2)$	
Xo	9113692,856	296186,316			$\ell_{ai} = \ell_{bi} + v_i = \text{tg}^{-1}[(x_{i+1} - x_a) / (y_{i+1} - y_a)] - \text{tg}^{-1}[(x_i - x_a) / (y_i - y_a)]; (i = 3,4)$	

2. LINEARIZAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO: A.X + L = V

a) Cálculo da matriz L, onde La = F(Xa):

ℓ1 =	343,077 m	L0 =	343,077	Lb =	343,058	L = L0 - Lb → L =	0,019213
ℓ2 =	363,955 m		363,955		363,987		-0,032253
ℓ3 =	85,8737 °		85,8737		94,1246		-8
ℓ4 =	70,0839 °		70,0839		70,0859		0

b) Cálculo da matriz A (coeficiente das incógnitas):

Xo		Yo		ℓ1	ℓ2	ℓ3	ℓ4
-0,227325	0,973819	0,046239	0,998930				
585,480	136,672	-566,126	26,205				

$$A_t = \begin{vmatrix} -0,2273246 & 0,046238719 & 585,479895 & -566,125684 \\ 0,97381905 & 0,998930418 & 136,672167 & 26,20495467 \end{vmatrix}$$

3. APLICAÇÃO DO MMQ E FORMAÇÃO DAS EQUAÇÕES NORMAIS

a) Matriz dos pesos: P = Q⁻¹ = σo².ΣLb⁻¹ onde σo² = 1

P =	22175,36058	0	0	0	P.A =	426,0578523	P.V =	534,655664	
	0	21500,04964	0	0		994,135		-693,4424715	-513,41797
	0	0	0,04000	0		23,419		-0,330034758	-1,805E-06
	0	0	0	0,04000		-22,645		-8,22E-05	-7,315E-05

b) Cálculo de N⁻¹ = (At.P.A)⁻¹

N = At.P.A	27723,311	-1308,614	N⁻¹ =	3,61E-05	1,09E-06	0,004811455
	-1308,614	43258,138		1,09E-06	2,32E-05	0,006010184

c) Cálculo de U = At.P.L

U =	-322,10
	-322,91

d) Cálculo das Equações Normais X = -N⁻¹.U

X =	0,011988
	0,007827

$$X_t = \begin{vmatrix} 0,011988 & 0,007827 \end{vmatrix}$$

4. ESTIMAÇÃO DO VETOR DOS PARÂMETROS CORRIGIDOS

$$X_a = X_o + X = \begin{bmatrix} 9113692,868 \\ 296186,324 \end{bmatrix}$$

Coordenadas Ajustadas da Estação PN:

Pt ^o	X (m)	Y (m)
PN	9113692,868	296186,324

5. CÁLCULO DOS RESÍDUOS: $V = A.X + L$

$$A.X = \begin{bmatrix} 0,004897 \\ 0,008373 \\ 8,088406 \\ -6,581506 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} 0,024110 \\ -0,023880 \\ -0,000045 \\ -0,001829 \end{bmatrix} \quad \text{m}$$

6. CÁLCULO DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS: $La = Lb + V$

$$La = \begin{bmatrix} 343,082 \\ 363,963 \\ 94,125 \\ 70,084 \end{bmatrix} \quad \text{m}$$

7. VARIÂNCIA DA OBSERVAÇÃO DE PESO UNITÁRIO (A POSTERIORI):

$$Vt.P.V = | \quad 25,151079 \quad |$$

$$\sigma_{\hat{o}}^2 = \frac{Vt.P.V}{n - u} \rightarrow \sigma_{\hat{o}}^2 = 12,576$$

$$T = \frac{Vt}{\sigma_{\hat{o}}^2} = \frac{0,024110348}{12,576} = 0,001917784 \quad n(\text{obser}) = 4 \quad u(\text{incog}) = 2$$

PARA QUIQUADRADO COM 2 GRAUS DE LIBERDADE E NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA DE 5%, TEMOS 5,99, QUE É MENOR QUE T=1,25, O TESTE É ACEITO

8. MATRIZ VARIÂNCIA-COVARIÂNCIA DOS PARÂMETROS AJUSTADOS:

$$\Sigma X_a = \Sigma X X = \sigma_{\hat{o}}^2 \cdot N^{-1} \rightarrow \begin{bmatrix} 4,54E-04 & 1,37E-05 \\ 1,37E-05 & 2,91E-04 \end{bmatrix} \quad (\text{m}^2)$$

$$\begin{bmatrix} 0,017062383 \\ 0,021313317 \end{bmatrix}$$

9. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS:

$$\Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{bmatrix} -8,98818E-05 & 3,47315E-05 & 0,26783677 & -0,256806734 \\ 0,000280379 & 0,000291449 & 0,04783426 & -0,000150711 \end{bmatrix} \quad \Sigma LaLa = A \cdot \Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{bmatrix} 2,93E-04 & 2,76E-04 & -1,43E-02 & 5,82E-02 \\ 2,76E-04 & 2,93E-04 & 6,02E-02 & -1,20E-02 \\ -1,43E-02 & 6,02E-02 & 1,63E+02 & -1,50E+02 \\ 5,82E-02 & -1,20E-02 & -1,50E+02 & 1,45E+02 \end{bmatrix} \quad (\text{m}^2)$$

10. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DOS RESÍDUOS:

Matriz Variância e Covariância das Observações ($\Sigma LbLb$):

$$\Sigma LbLb = \sigma_{\hat{o}}^2 \cdot P^{-1} \rightarrow \begin{bmatrix} 0,000045 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,000047 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 25 \end{bmatrix}$$

$$\Sigma_{vv} = \Sigma LbLb - \Sigma LaLa \rightarrow \begin{bmatrix} -0,000248 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0,000246 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -138,351 & 150 \\ 0 & 0 & 150 & -120,381 \end{bmatrix} \quad (\text{m}^2)$$

APÊNDICE 5: Cálculo das coordenadas do ponto AUXI – Interseção a ré a partir de INSC e SÉT1_4.

Determinação de coordenadas pelo metodo da interseção a ré

Banco de Dados

--	--	--	--

INSC	296221,3140	SE_T1_4	296186,3237
INSC	9113399,3710	SE_T1_4	9113692,8684

DAUX1 -INSC	45,82912087		
DAUX1 -INSC	45,82912087	-34,99030071	293,4973939

6,798624789	6	47	55,0	NO	353,2013752	6,80
-------------	---	----	------	----	-------------	------

Coordenadas Calculadas
E cp3 296177,275
N cp3 9113386,686

353° 12' 5"

Radiano	Grau	min	seg	
α	72,23888889	72	14	20

Dcp4cp2	295,5757794	295	34	32,8
---------	-------------	-----	----	------

SEN α	0,952336661	0
-------	-------------	---

y	8,491350735	8	29	28,9
---	-------------	---	----	------

B	99,26976038	99	16	11,1
---	-------------	----	----	------

AZcp4cp3	253,9316148	253	55	53,8
----------	-------------	-----	----	------

Pontos Fixos			Distâncias		Precisões		Ângulos (Base)		±σi (")
Ptº	X (m)	Y (m)	fi	Dist (m)	σ	σi (m)	fi	Grau Dec.	
INSC	9113399,3710	296221,3140	295,5758	45,7940	5mm+5ppm	0,00523	α1	99,269760	5
SE_T1_4	9113692,8684	296186,3237		9118504,485	5mm+5ppm	45,59752	α2	8,491351	5

1. CÁLCULO DOS PARÂMETROS APROXIMADOS E EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO:

$$xn = \frac{x2 \cdot \tan \alpha 2 + x1 \cdot \tan \alpha 1 + \Delta y \cdot \tan \alpha 1 \cdot \tan \alpha 2}{\tan \alpha 1 + \tan \alpha 2}$$

296221,3140	9113399,3710
-------------	--------------

$$yn = \frac{y2 \cdot \tan \alpha 2 + y1 \cdot \tan \alpha 1 - \Delta x \cdot \tan \alpha 1 \cdot \tan \alpha 2}{\tan \alpha 1 + \tan \alpha 2}$$

PARÂMETROS APROXIMADOS (PN)			D=	MODELO MATEMÁTICO: Xa = [xa ya]T	
Ptº	X (m)	Y (m)		ℓai = ℓbi + vi = [(xi - xa)² + (yi - ya)²]½; (i=1,2)	
Xo	0,000	0,0000	9118212,2789	ℓai = ℓbi + vi = tg⁻¹[(xi+1 - xa) / (yi+1 - ya)] - tg⁻¹[(xi - xa) / (yi - ya)]; (i = 3,4)	

2. LINEARIZAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO: A.X + L = V

a) Cálculo da matriz L, onde La = F(Xa):

ℓ1 =	9118212,279 m
ℓ2 =	9118504,485 m
ℓ3 =	171,3397 °
ℓ4 =	171,3400 °

L0 =

9118212,279
9118504,485
171,3397
171,3400

Lb =

45,794
9118504,485
99,2698
8,4914

L = Lo - Lb → L =

9118166,484852
0,000000
72
163

b) Cálculo da matriz A (coeficiente das incógnitas):

	Xo	Yo	
A =	-0,999472	-0,032487	ℓ1
	-0,999472	-0,032482	ℓ2
	0,001	0,023	ℓ3
	0,001	-0,023	ℓ4

At =	-0,9994722	-0,999472324	-0,000734889	0,000734756
	-0,0324868	-0,032481897	0,022609249	-0,022608528

3. APLICAÇÃO DO MMQ E FORMAÇÃO DAS EQUAÇÕES NORMAIS

a) Matriz dos pesos: P = Q⁻¹ = σo² · ΣLb⁻¹

onde σo² = 1

P =	36573,59906	0	0	0
	0	0,000480969	0	0
	0	0	0,04000	0
	0	0	0	0,04000

P.A =	-36554,294	-1188,158
	0,000	0,000
	0,000	0,001
	0,000	-0,001

P.L =	3,33484E+11
	0
	2,882797286
	6,51E+00

P.V =	4378,305393
	-4385,559626
	0,001430911
	0,00116813

b) Cálculo de N⁻¹ = (At.P.A)⁻¹

$$N = At.P.A \quad \begin{vmatrix} 36535,000 & 1187,531 \\ 1187,531 & 38,599 \end{vmatrix} \quad N^{-1} = \begin{vmatrix} 2,58E+01 & -7,93E+02 \\ -7,93E+02 & 2,44E+04 \end{vmatrix}$$

c) Cálculo de $U = At.P.L$

$$U = \begin{vmatrix} -333308140738,58 \\ -10833825162,04 \end{vmatrix}$$

d) Cálculo das Equações Normais $X = -N^{-1}.U$

$$X = \begin{vmatrix} 9113272,036133 \\ 298725,531250 \end{vmatrix}$$

$$X_t = \begin{vmatrix} 9113272,036133 & 298725,531250 \end{vmatrix}$$

4. ESTIMAÇÃO DO VETOR DOS PARÂMETROS CORRIGIDOS

$$X_a = X_o + X = \begin{vmatrix} 9113272,036 \\ 298725,531 \end{vmatrix}$$

Coordenadas Ajustadas da Estação PN:

Pt ^e	X (m)	Y (m)
PN	9113272,036	298725,531
	298725,5313	9113272,0361

5. CÁLCULO DOS RESÍDUOS: $V = A.X + L$

$$A.X = \begin{vmatrix} -9118166,365140 \\ -9118166,352795 \\ 56,712049 \\ -57,716954 \end{vmatrix}$$

$$V = \begin{vmatrix} 0,119712 \\ -9118166,352795 \\ 0,035773 \\ 0,029203 \end{vmatrix} \text{ m}$$

6. CÁLCULO DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS: $La = Lb + V$

$$La = \begin{vmatrix} 45,914 \\ 338,132 \\ 99,306 \\ 8,521 \end{vmatrix} \text{ m}$$

7. VARIÂNCIA DA OBSERVAÇÃO DE PESO UNITÁRIO (A POSTERIORI):

$$Vt.P.V = \begin{vmatrix} 39988262748,269600 \end{vmatrix}$$

$$\sigma^2 = \frac{Vt.P.V}{n - u}$$

$$\sigma^2 = \begin{vmatrix} 19994131374,134800 \end{vmatrix}$$

$$T = \begin{vmatrix} 0,119712183 & -9118166,353 & 0,035772772 & 0,029203241 \end{vmatrix}$$

$n(\text{obser}) = 4$ $u(\text{incog}) = 2$

PARA QUIQUADRADO COM 2 GRAUS DE LIBERDADE E NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA DE 5%, TEMOS 5,99, JÁQUE T É IGUAL A 1,25, OU SEJA, MENOR QUE 5,99, O TESTE É ACEITO

8. MATRIZ VARIÂNCIA-COVARIÂNCIA DOS PARÂMETROS AJUSTADOS:

$$\Sigma X_a = \Sigma XX = \sigma^2 \cdot N^{-1} \rightarrow \begin{vmatrix} 5,15E+11 & -1,59E+13 \\ -1,59E+13 & 4,88E+14 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$

22088615,99
717967,2537

9. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS:

$$\Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{vmatrix} -546392,5444 & -77993136,13 & -3,58937E+11 & 3,58925E+11 \\ -17789,9375 & 2382670663 & 1,10429E+13 & -1,10425E+13 \end{vmatrix}$$

$$\Sigma LaLa = A.\Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{vmatrix} 5,47E+05 & 5,47E+05 & -6,79E-01 & 7,39E-01 \\ 5,47E+05 & 5,58E+05 & 5,39E+07 & -5,39E+07 \\ -6,79E-01 & 5,39E+07 & 2,50E+11 & -2,50E+11 \\ 7,39E-01 & -5,39E+07 & -2,50E+11 & 2,50E+11 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$

10. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DOS RESÍDUOS:

Matriz Variância e Covariância das Observações ($\Sigma LbLb$):

$$\Sigma LbLb = \sigma^2 \cdot P^{-1} \rightarrow \begin{vmatrix} 0,000027 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2079,134051 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 25 \end{vmatrix}$$

$$\Sigma_{vv} = \Sigma LbLb - \Sigma LaLa \rightarrow \begin{vmatrix} -546682,077224 & -546682 & 1 & -1 \\ -546682 & -556238,776796 & -53927711 & 53925983 \\ 1 & -53927711 & -249934651173,021 & 249926641946 \\ -1 & 53925983 & 249926641946 & -249918632926,305 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$