

---

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

---

**JOSÉ PAULO DE SANTANA NETO**

**METODOLOGIA PARA A DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS**  
**GEODÉSICAS PLANIALTIMÉTRICAS**



RECIFE  
2018

---

**JOSÉ PAULO DE SANTANA NETO**

**METODOLOGIA PARA A DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS  
GEODÉSICAS PLANIALTIMÉTRICAS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação,

Área de concentração: Geodésia Aplicada.

**Orientadora: Profa. Dra. Techn. Andréa de Seixas.**

RECIFE

2018

Catálogo na fonte  
Bibliotecária: Neide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

S232m

Santana Neto, José Paulo de.

Metodologia para a densificação e análise de estruturas geodésicas planialtimétricas / José Paulo de Santana Neto. – Recife, 2018.

113 folhas., il., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Techn. Andréa de Seixas.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.  
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da  
Geoinformação, 2018.

Inclui Referências, Apêndices e Anexos.

1. Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. 2. Estruturas geodésicas 3. Levantamentos planialtimétricos. 4. Nivelamento de alta precisão. 5. Ajustamento de redes altimétricas. 6. Poligonais enquadradas.  
I. Seixas, Andréa de (Orientadora). II. Título.

526.1 CDD (22.ed)

UFPE/BCTG-2018 / 348

## **JOSÉ PAULO DE SANTANA NETO**

### **METODOLOGIA PARA A DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIALTIMÉTRICAS.**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Pernambuco como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação.

Aprovado em: 30/05/2018

#### **BANCA EXAMINADORA**

---

Profa. Dr. Techn. Andréa de Seixas (Orientadora)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Profa. D.Sc. Sylvana Melo dos Santos (Examinadora Externa)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Francisco Jaime Bezerra Mendonça (Examinador Interno)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Sílvio Jacks dos Anjos Garnés (Examinador Interno)  
Universidade Federal de Pernambuco

## AGRADECIMENTOS

A minha orientadora, Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup> Andréa de Seixas por toda a paciência, força, dedicação e cooperação que teve tanto na elaboração e em todas as campanhas realizadas para este projeto de pesquisa.

Ao Departamento de Engenharia Cartográfica da UFPE, em especial ao Laboratório de Topografia (LATOP) e ao Laboratório de Geodésia (LAGEO) por fornecer equipamentos e *softwares* para elaboração dos trabalhos de campo e cálculos dos dados obtidos.

Ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, ao CNPQ e à PROPESQ pela bolsa de estudos e por fornecerem subsídios e ao Projeto de Pesquisa PROPESQ/UFPE: À Geodésia Aplicada a Discretização de Edificações Prediais e o Estabelecimento de Padrões de Referência Metrológica e ao Projeto de Pesquisa PROSPESQ/UFPE: A contribuição da geodésia aplicada a discretização de edificações prediais-continuação edital PQ-multiusuário 2014.

A todos os colegas do Departamento de Engenharia Cartográfica e em especial aos alunos da pós-graduação por participarem dos trabalhos de campo e pela ajuda mútua nesses anos de pesquisa.

## RESUMO

As estruturas geodésicas são definidas como um conjunto de pontos acurados em superfície terrestre que podem ser utilizados em diferentes ramos profissionais e de pesquisa em vista do seu padrão de referência planimétrica e altimétrica para projetos de diferentes áreas fornecendo pontos de referência planimétrica, altimétrica ou planialtimétrica. A presente dissertação trata da metodologia para a densificação e análise de estruturas geodésicas altimétrica e planialtimétrica na região do sítio histórico de Olinda-PE. As estruturas vêm servindo de base para diferentes projetos de pesquisa desde a sua implantação, por meio de métodos de levantamento geodésicos, com estação total, nível digital e levantamentos com receptores GNSS. Esta dissertação teve como objetivos adensar a estrutura de pontos e abranger a porção mais próxima à linha costeira da região, inserindo novas Referências de Nível, visto que, grande parte destes pontos estão localizados na região mais elevada do sítio histórico, além de apresentar uma metodologia de coleta de dados de campo para tal finalidade, e realizar o ajustamento geral das Referências de Nível pertencentes as estruturas altimétricas levantadas em 2011, 2013 e 2015, e nesta dissertação em 2016. O primeiro ajustamento será considerando todas as épocas, o segundo considerando as Referências de Nível levantadas em 2011 como fixas. Os dados de campo foram obtidos por meio de nivelamento geométrico de alta precisão, empregando nível digital, e poligonização 3D, utilizando estação total e coleta de dados com receptores GNSS, este com a finalidade de definir um Sistema Geodésico Local (SGL) e gerar os pontos de apoio imediato para a poligonização 3D. Os resultados altimétricos foram processados por diferentes formas, a primeira pelo método proporcional à distância, a segunda envolvendo o Método dos Mínimos Quadrados, modelos dos correlatos e modelo paramétrico, reajustando toda a estrutura altimétrica em relação a cada época de levantamento.

Palavras-chave: Estruturas geodésicas. Levantamentos planialtimétricos. Nivelamento de alta precisão. Ajustamento de redes altimétricas. Poligonais enquadradas.

## ABSTRACT

The geodesic structures are defined as a set of accurate points on land surface that can be used in different professional and research branches in view of their planimetric and altimetric reference standard for projects of different areas providing planimetric, altimetric or planialtimetric reference points. The present dissertation deals with the methodology for the densification and analysis of altimeter and planialtimetric geodesic structures in the region of the historical site of Olinda-PE. The structures have served as the basis for different research projects since its implementation, through geodetic surveying methods, with total station, digital level and surveys with GNSS receivers. This dissertation had as objectives to increase the structure of points and to cover the portion closest to the coastline of the region, inserting new Level References, since, a large part of these points are located in the highest region of the historical site, besides presenting a methodology data collection for this purpose, and to carry out the general adjustment of the Level References belonging to the altimetric structures surveyed in 2011, 2013 and 2015, and in this dissertation in 2016. The first adjustment will be considering all periods, the second Level References raised in 2011 as fixed. The field data were obtained by means of high precision geometric leveling, using digital level, and 3D polygon, using total station and data collection with GNSS receivers, in order to define a Local Geodetic System (SGL) and generate the immediate support points for 3D polygon. The altimetric results were processed in different ways, the first using the distance proportional method, the second involving the least squares method, correlation models and parametric model, adjusting the altimetric structure in relation to each survey period.

Keywords: Geodesic structures. Planialtimetric survey. Altimetric data survey. Adjustment of altimetric networks. Closed-route transverse.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP).....	17
Figura 2 –	Sistemas de Coordenadas Cartesianas Tridimensionais (X, Y, Z) e Geodésico Local (e, n, u).....	21
Figura 3 –	Poligonal enquadrada.....	23
Figura 4 –	Coordenadas parciais de P.....	27
Figura 5 –	Aplicação de leituras por meio de nivelamento trigonométrico com estação total.....	31
Figura 6 –	Influencia dos efeitos de curvatura e refração combinados.....	33
Figura 7 –	Circuito de nivelamento geométrico.....	34
Figura 8 –	Método relativo estático vetor de linha de base.....	42
Figura 9 –	Localização das estações da RBMC no território nacional.....	44
Figura 10 –	Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2012. Imagem elabora no Qgis 2.18.....	46
Figura 11 –	Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2015. Imagem elabora no Qgis 2.18.	47
Figura 12 –	Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2015. Imagem elaborada no Qgis 2.18.....	48
Figura 13 –	Metodologia para a densificação e análise de estruturas geodésicas planialtimétricas.....	53
Figura 14 –	Lance inicial de nivelamento geométrico a partir da RNSF. Rua Ladeira de São Francisco - Olinda. Foto 14/10/16.	54
Figura 15 –	Operador equilibrando régua de ínvar. Ladeira de São Francisco-Olinda-PE. Foto: 22/10/15.....	55
Figura 16 –	Circuitos de Nivelamento em Olinda 2018.....	60
Figura 17 –	Gráfico da distribuição normal.....	67

Figura 18 –	Bases do levantamento Relativo Estático. Ladeira da Misericórdia (IGRM) e Mercado da Ribeira (MR), Olinda 21 de junho de 2017.....	77
Figura 19 –	Localização dos pontos de controle imediato. Imagem elaborada no Qgis 2.18.....	78
Figura 20 –	Linhas Levantadas por GNSS em Olinda. Resultados obtidos no <i>Topcoon Tools</i> .....	82
Figura 21 –	Poligonal enquadrada entre a Praça Dantas Barreto e Praça do Carmo. Imagem elaborada no Qgis 2.18.....	84
Figura 22 –	Poligonal enquadrada entre a Praça do Carmo e a Rua da Boa Hora. Imagem elaborada no Qgis 2.18.....	85
Figura 23 –	Leitura em Estação Total.- Av. Sigismundo Gonçalves (FORTIN)– Olinda. Foto: 24/01/2018.....	86
Figura 24 –	Prisma posicionado por Centragem Forçada .- Rua Manoel Borba (PML1)– Olinda. Foto: 24/01/2018.....	87

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Classificação da qualidade angular do levantamento.....	25
Tabela 2 –	Precisão Linear para levantamentos Topográficos.....	29
Tabela 3 –	Precisão do Levantamento relativo em função do tempo, linha de base e equipamentos utilizados.....	43
Tabela 4 –	Erro de fechamento dos circuitos nivelados.....	57
Tabela 5 –	Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito 7.....	57
Tabela 6 –	Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito 8.....	57
Tabela 7 –	Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito 9.....	58
Tabela 8 –	Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito 10.....	58
Tabela 9 –	Dados das linhas de nivelamento geométrico realizadas em Olinda para os anos 2011, 2013, 2015 e 2017.....	60
Tabela 10 –	Valores das observações ajustadas e seus respectivos desvios padrão.....	62
Tabela 11 –	Altitudes ajustadas e seus desvios padrão.....	70
Tabela 12 –	Valores ajustados das injunções utilizadas no ajustamento.	70
Tabela 13 –	Erro de fechamento dos circuitos nivelados.....	72
Tabela 14 –	Altitudes ajustadas e seus respectivos desvios padrão.....	72
Tabela 15 –	Valores das observações ajustadas e seus respectivos desvios padrão.....	74
Tabela 16 –	Discrepâncias entre as altitudes ajustadas.....	75
Tabela 17 –	Coordenadas da estação RECF.....	75
Tabela 18–	Dados das bases calculados em relação à RECF. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	79
Tabela 19 –	Dados das bases calculados em relação à RECF.	79

	Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	
Tabela 20 –	Desvios padrões das observações das bases em relação à RECF. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	80
Tabela 21 –	Dados de todos os receptores ajustados com base na RECF. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	80
Tabela 22 –	Desvios padrão de todas as observações em relação à RECF. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	81
Tabela 23 –	Dados dos receptores com base nos pontos IGRM e MR. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	81
Tabela 24 –	Desvios padrão das observações com relação às bases IGRM e MR. Resultados obtidos no <i>Topcon Tools</i> .....	82
Tabela 25 –	Coordenadas locais dos vértices de apoio imediato para Poligonação 3D.....	88
Tabela 26 –	Erro de fechamento angular para as poligonais levantadas e suas respectivas tolerâncias.....	88
Tabela 27 –	Erro de fechamento linear para as poligonais levantadas....	89
Tabela 28 –	Resultados para o erro de fechamento angular da poligonal 1.....	90
Tabela 29 –	Influência do fator de curvatura e refração atmosférica nas altitudes.....	90
Tabela 30 –	Altitudes calculadas pelo método de Poligonação 3D para poligonal 2.....	91
Tabela 31 –	Valores das coordenada da poligonal 1 em UTM SIRGAS2000 calculadas no AstgeoTop.....	92
Tabela 32 –	Valores das coordenadas em UTM SIRGAS 2000 para a poligonal 2 calculadas pelo AstgeoTop.....	92

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
GNSS	Global Navigation Satellite System
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MMQ	Método dos Mínimos Quadradas
MVC	Matriz Variância Covariância
NBR	Norma Brasileira
NMM	Nível Médio dos Mares
RA	Rede Altimétrica
RAAP	Rede Altimétrica de Alta Precisão
RN	Referência de Nível
RRC	Rede de Referência Cadastral
RRNN	Referências de Nível
SGB	Sistema Geodésico Brasileiro
SGL	Sistema Geocêntrico Local
SNA	Superfície de Nível Arbitrária

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.1.1	Objetivo geral.....	15
1.1.2	Objetivo específicos.....	15
<b>2</b>	<b>ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS, PLANIALTIMÉTRICAS E TRIDIMENSIONAIS.....</b>	<b>16</b>
2.1	ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS.....	17
2.2	ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIMÉTRICAS.....	18
2.3	ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS (GNSS).....	19
<b>3</b>	<b>MÉTODOS DE LEVANTAMENTOS PLANIALTIMÉTRICOS E TRIDIMENSIONAIS.....</b>	<b>22</b>
3.1	MÉTODO DA POLIGONAÇÃO E TRANSPORTE DE COORDENADAS NO PLANO TOPOCÊNTRICO.....	22
3.1.1	Metodologia para cálculo de poligonais enquadradas.....	22
3.1.2	Transporte de coordenadas no plano topocêntrico.....	27
3.1.3	Detecção de erros grosseiros em poligonais.....	29
3.2	MÉTODOS DE NIVELAMENTO.....	31
3.2.1	Nivelamento trigonométrico.....	31
3.2.2	Nivelamento geométrico de alta precisão.....	33
3.3	AJUSTAMENTO DAS OBSERVAÇÕES.....	35
3.3.1	Ajustamento pelo modelo paramétrico.....	35
3.3.2	Ajustamento pelo modelo das equações de condição ou correlatos....	39
<b>4</b>	<b>SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL.....</b>	<b>41</b>
4.1	MÉTODO DE POSICIONAMENTO RELATIVO.....	41
4.1.1	Método de posicionamento relativo estático.....	43
4.1.2	Rede brasileira de monitoramento contínuo.....	43
<b>5</b>	<b>EXPERIMENTOS METODOLÓGICOS, RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>45</b>

5.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS.....	45
5.2	MATERIAIS E SOFTWARES.....	49
5.3	METODOLOGIA DE LEVANTAMENTO DE CAMPO	52
5.4	DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS: LEVANTAMENTO COM NÍVEL DIGITAL – MÉTODO DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO DE ALTA PRECISÃO.	54
5.4.1	Processamentos e análises dos resultados.....	56
5.4.2	Ajustamento das observações para todas as épocas de levantamento.....	58
5.4.3	Ajustamento das observações para as épocas posteriores a 2011.....	71
5.5	DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS: LEVANTAMENTO COM GNSS: MÉTODO DE POSICIONAMENTO RELATIVO ESTÁTICO.....	76
5.5.1	Processamentos dos dados GNSS pelo método relativo estático e Análises dos Resultados.....	78
5.6	DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIALTIMÉTRICAS: LEVATAMENTO COM ESTAÇÃO TOTAL – MÉTODO DA POLIGONAÇÃO 3D.....	83
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>93</b>
6.1	CONCLUSÕES.....	93
6.2	RECOMENDAÇÕES.....	95
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>96</b>
	<b>APÊNDICES A – MEMORIAIS DESCRITIVOS DOS VÉRTICES GNSS.....</b>	<b>100</b>
	<b>APÊNDICE B – MEMORIAIS DESCRITIVOS RRNN</b>	<b>105</b>
	<b>APÊNDICE C - RELATÓRIOS TOPCON TOOLS</b>	<b>108</b>
	<b>APÊNDICE D - RELATÓRIOS ASTGEO TOP</b>	<b>111</b>
	<b>ANEXO A - RELATÓRIO DA ESTAÇÃO RECF</b>	<b>113</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As estruturas geodésicas planimétricas, altimétricas e planialtimétricas são de fundamental importância para toda e qualquer obra voltada à Engenharia, tais como: locação de estruturas prediais, traçado de rodovias e ferrovias, levantamentos cadastrais, posicionamento e controle de máquinas e o monitoramento de estruturas, pois estas estabelecem uma referência, e ao se trabalhar em conjunto com as referências planialtimétricas da região, pode-se obter informações tridimensionais das características geoespaciais da região de interesse. A manutenção e expansão de pontos de referência são de grande importância, pelo fato de que estes estabelecem uma relação geométrica dos elementos naturais e artificiais, dispostos sobre a superfície do terreno, associando a estes um Sistema de Referência. A área de estudo, Sítio Histórico de Olinda, possui estruturas geodésicas implantadas em diferentes projetos de pesquisa, que vêm sendo desenvolvidos nesta área, de forma a melhorar e expandir uma Rede Geodésica/Topográfica de qualidade.

A situação precária de estruturas geodésicas em grande parte das cidades e municípios brasileiros não é nenhuma novidade. Diversas localidades convivem com uma carência deste tipo de estruturas, que por sua vez retarda os projetos de desenvolvimento de obras e elaborações de redes geodésicas cadastrais mais sofisticadas. O objetivo desta dissertação é desenvolver uma metodologia para densificar e analisar estruturas geodésicas altimétricas e planialtimétricas. À Rede Altimétrica de pontos de controle existentes no Centro Histórico de Olinda-PE foram adicionadas seis (06) novas Referências de Nível (RRNN), dispostas ao longo da região do Sítio Histórico do Município. Ampliando-se também a rede de referência GNSS com a implantação de seis novos vértices para servirem de apoio a poligonais 3D a serem implantadas na área de estudo. As observações das RRNN foram processadas e ajustadas, segundo as normas técnicas vigentes, encontradas na NBR 13133 (ABNT, 1994), RPR nº22 (IBGE,1983) e NBR 14166 (ABNT,1998), e seguindo estas normas os dados foram calculados e ajustados pelo Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). Nesta dissertação foram empregados *softwares* com módulos voltados à Geodésia para realizar as transformações das coordenadas dos pontos observados entre os diferentes sistemas de coordenadas, no caso as

relacionadas ao Sistema Geodésico Local para o Sistema de Projeção Universal Transversa de Mercator (UTM) SIRGAS2000 e vice-versa. A qualidade dos resultados alcançados podem subsidiar pesquisas na área da Geodésia Aplicada, Cadastro Territorial, dentre outras atividades de pesquisa relacionadas as Engenharias ou áreas relacionadas à Geodésia e à Cartografia.

## 1.1 OBJETIVOS

Os objetivos desta dissertação são voltados à integração de levantamentos topográficos de alta precisão, promovendo aplicações de ajustamento e técnicas de levantamentos de campo com diferentes equipamentos e metodologias. A região de aplicação destes testes fornece os apoios de campo necessários para tais finalidades.

### 1.1.1 Objetivo geral

Esta dissertação tem como objetivo geral densificar a estrutura geodésica criando metodologias de análises da geometria, dos levantamentos e dos resultados.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Implantar novos pontos de referência à rede de estruturas geodésicas préexistente no Sítio Histórico de Olinda, empregando as normas de levantamentos topográficos e geodésicos de acordo com as normas das Associações Brasileiras de Normas Técnicas (ABNT) e do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE).
- Analisar o ajustamento das observações pelo Método dos Mínimos Quadrados (MMQ).
- Analisar a qualidade das estruturas geodésicas implantadas integrando os novos pontos aos demais existentes.

## 2 ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS, PLANIALTIMÉTRICAS E TRIDIMENSIONAIS

O termo *Geodect Network* é utilizado em Torge (2001) para definir um conjunto de pontos de controle que promovem a determinação de um sistema de referência posicional e gravitacional em todas as escalas. Uma Estrutura Geodésica, como é conhecida no Brasil, é utilizada em diversas áreas como Topografia, Cartografia e Agrimensura, pois trata-se de uma rede de pontos altimétricos, planimétricos ou planialtimétricos acurados e materializados em superfície. Estes pontos representam a referência para o estabelecimento dos posicionamentos geodésicos de alcance global, regional e local. As estruturas geodésicas podem ter o propósito de controle de deformações, onde os deslocamentos dos vértices podem ser diretamente relacionados ao deslocamento do corpo investigado, ou ao conhecimento da estabilidade da estrutura, quando se deseja saber o quanto os erros sistemáticos afetam as observações.

Segundo Torge (2001), as estruturas geodésicas podem ser de naturezas unidimensional, bidimensional ou tridimensional. As estruturas tridimensionais são formadas por redes geodésicas planialtimétricas e gravimétricas. Redes Globais configuram o Sistema de Referência definido através da convenção internacional. As redes nacionais oferecem subsídios para o levantamento territorial nacional ou continental. E por fim, as redes locais são implantadas principalmente para projetos voltados à engenharia, investigações geofísicas e para a determinação de procedimentos geodinâmicos espacialmente limitados. As estruturas geodésicas tridimensionais locais, que serão o foco desta dissertação, são implantadas principalmente para projetos de engenharia, investigações geofísicas, determinação de procedimentos geodinâmicos, entre outros.

A implantação de estruturas geodésicas compreendem diferentes procedimentos de medição e materialização de pontos. No caso de uma estrutura geodésica tridimensional, o interesse está na determinação das coordenadas planimétricas e nas coordenadas altimétricas dos pontos materializados. Estes pontos são definidos por meio de métodos geodésicos de alta precisão e também por meio de coleta de dados GNSS.

## 2.1 ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS

A Altimetria tem por finalidade a determinação diferença de nível entre pontos espalhados na superfície. Quando estas altitudes são referidas ao Nível Médio dos Mares (NMM), tomam o nome de altitudes ortométricas<sup>1</sup>, e recebem o nome de cotas quando se referem à superfície de nível fictícia, situada acima ou abaixo das superfícies dos mares (ESPARTEL, 1987).

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) é o órgão responsável por implantar a justar a rede de nivelamento de alta precisão associada ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). Esta estrutura começou a ser trabalhada em 1945, dando partida ao estabelecimento da Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP) do SGB passando por diversos processos de ajustamento manuais das observações de nivelamento de 1948 a 1975, conforme as ferramentas e tecnologias disponíveis para a época. Somente no início de 2005 foi possível realizar o processo que levou ao ajustamento simultâneo de toda a estrutura, concluído em maio e disponibilizado em 20 de junho do mesmo ano. A Figura 1 apresenta a abrangência da estrutura altimétrica ao longo do território nacional.

**Figura 1 - Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP).**



**Fonte – IBGE (2018).**

<sup>1</sup> Segundo Gemael (2001) as altitudes ortométricas são obtidas apenas pela definição teórica.

Uma estrutura geodésica altimétrica pode ser definida como um conjunto de estações geodésicas, denominadas de Referências de Nível (RN), que materializam a componente altimétrica de uma superfície de referência a partir de medições de nivelamento geométrico de alta precisão. A NBR 13133 (ABNT, 1994), classifica os pontos de apoio altimétrico como sendo de apoio geodésico altimétrico e apoio topográfico altimétrico. De acordo com esta norma:

**Apoio geodésico altimétrico:** conjunto de Referências de Nível, materializadas no terreno, que proporciona o controle altimétrico dos levantamentos geodésicos e o seu referenciamento ao datum (origem) altimétrico do país.

**Apoio topográfico altimétrico:** conjunto de pontos, materializados no terreno, com suas distâncias verticais denominadas de cotas quando associadas a uma Superfície de Nível Arbitrária (SNA) e de altitude ortométrica quando associada ao Nível Médio do Mar (NMM), estes pontos servem de suporte altimétrico ao levantamento topográfico. Tais pontos são hierarquizados pelo seu erro médio quilométrico da sua determinação, classificando-os como de ordem superior e de ordem inferior.

## 2.2 ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIMÉTRICAS

Uma estrutura geodésica planimétrica é o conjunto de estações geodésicas que podem ser definidas por estações poligonais e vértices de triangulação, que materializam as componentes planimétricas e planialtimétrica de um Sistema Geodésico. A NBR 13133 (ABNT,1994) classifica a Planimetria como o levantamento de informações lineares, que se baseia em um conjunto de operações para determinação de pontos e feições, que serão projetadas em um plano horizontal X,Y. Neste plano estarão contidos os limites e confrontações de uma região, pela determinação do seu perímetro, incluindo, quando houver, o alinhamento de vias e logradouros com os quais venham a se confrontar, bem como a sua orientação e a sua amarração a pontos materializados no terreno de uma Rede de Referência Cadastral (RRC), ou ainda, a pontos notáveis e estáveis nas suas imediações. Dentre estes podem ser encontradas duas categorias de vértices,

os de apoio topográfico e geodésico definidas na NBR 13133 (ABNT, 1994). De acordo com esta norma:

**Apoio geodésico planimétrico:** conjunto de pontos, materializados no terreno, que proporciona aos levantamentos geodésicos o controle de posição em relação à superfície terrestre, determinada pelas fronteiras do país, referenciando estes ao Sistema Geodésico do país.

**Apoio topográfico planimétrico:** conjunto de pontos, materializados no terreno, com coordenadas cartesianas (x e y) obtidas a partir de uma origem no plano topográfico, que serve de base planimétrica ao levantamento topográfico. Estes pontos formam uma figura complexa de lados orientados, hierarquizados, onde os de ordem superior podem estar espaçados em até 10 km, e os de ordem inferior, em até 500 m, ou menos, conforme a extensão da área a ser levantada e o fim a que se destinam.

### 2.3 ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS (GNSS)

Estruturas geodésicas tridimensionais, como mencionado, são aquelas que possuem componentes planimétricas, altimétricas ou planialtimétricas, bem como componentes gravimétricas. Para implantação de tais estruturas, além dos levantamentos por métodos clássicos, por vezes é conveniente que se realizem coletas de dados por meio de levantamentos GNSS integrados aos levantamentos de campo com estação total. No Brasil para os levantamentos realizados com receptores GNSS o SGB adotado é o SIRGAS2000, enquanto para os levantamentos envolvendo métodos terrestres convencionais as medições de ângulos e distâncias estão associadas a um sistema de coordenadas local. Por isso é necessário relacionar as informações oriundas destes diferentes levantamentos para que estas possam ser compatibilizadas em um mesmo sistema de referência.

Segundo Monico (2008), o objetivo de um levantamento GNSS é o de localizar pontos na superfície terrestre, baseado no conhecimento de uma rede de referência terrestre a qual permita relacionar as coordenadas destes pontos à superfície. A rede de referência utilizada para este fim é o sistema de coordenadas geocêntricas. O sistema é baseado em um elipsoide de referência de coordenadas geocêntricas ( $X_e$ ,  $Y_e$ ,  $Z_e$ ) onde a origem é localizada no centro do elipsóide. O plano

X,Y do sistema coincide com o plano de equador e o eixo Z coincide com eixo do Polo Terrestre em uma época convencional.

De posse das coordenadas geodésicas, latitude e longitude, de um vértice materializado em superfície é possível converter estas em coordenadas cartesianas geocêntricas associadas a um elipsoide de referência desejado por meio das Equações 1, 2, 3 e 4 (IBGE, 1989).

$$X_P = (N + h_P)\cos\varphi_P\cos\lambda_P \quad (1)$$

$$Y_P = (N + h_P)\cos\varphi_P\sen\lambda_P \quad (2)$$

$$Z_P = [N(1 - e^2) + h_P]\sen\varphi_P \quad (3)$$

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2\sen^2\varphi_P}} \quad (4)$$

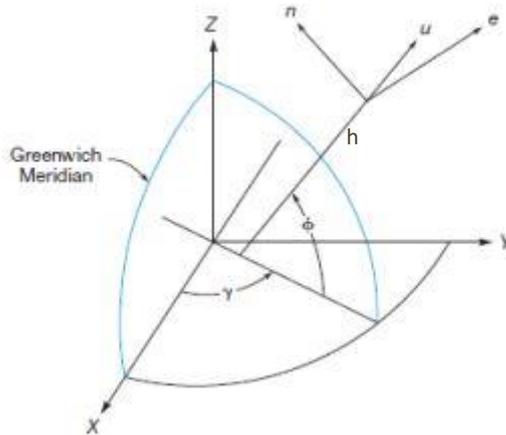
Onde:

$X_P, Y_P, Z_P$  - são as coordenadas geocêntricas do ponto;  
 $\varphi_P, \lambda_P$  e  $h_P$  - são as coordenadas geodésicas do ponto;  
 $e$  - é a primeira excentricidade do elipsoide de referência;  
 $N$  - é o raio de curvatura da seção primeiro vertical.

Embora as posições de um ponto na superfície terrestre levantadas por satélites são ser determinadas no sistema cartesiano. Este formato é inconveniente para ser utilizado em levantamentos topográficos. Para este tipo de levantamento é necessário se transformar as coordenadas geocêntricas para um Sistema Geocêntrico Local (SGL) de coordenadas leste ( $\Delta e$ ), norte ( $\Delta n$ ) e local vertical ( $\Delta u$ ). O SGL é definido como pela NBR 13133 (ABNT, 1994), como um plano tangente ao elipsoide de referência, cujo ponto de tangência é a origem do plano. Este vértice de origem possui coordenadas geodésicas e cartesianas tridimensionais conhecidas:  $(\varphi, \lambda, h)$  e  $(X_0, Y_0, Z_0)$ , respectivamente, e é sobre esta origem onde passa a normal ao elipsóide (GHILANI e WOLF, 2013). A Figura 2 ilustra a relação entre o SGL, de

coordenadas (e,n,u), e o Sistema de Coordenadas Cartesianas Geocêntricas (X, Y e Z).

**Figura 2 - Sistemas de Coordenadas Cartesianas Tridimensionais (X, Y, Z) e Geodésico Local (e, n, u).**



**Fonte: Ghilani e Wolf (2013)**

Para a determinação do plano tangente ao elipsóide normalmente são atribuídos os valores, em metros, para o ponto de origem como sendo  $e = 150000,000$  m;  $n = 250000,000$  m NRB 14166 (ABNT, 1998). Na NBR 14166 (ABNT, 1998), considera-se  $e$  igual a  $X$  e  $n$  igual a  $Y$ . Para determinar as coordenadas Geodésicas Locais de outros pontos a partir das coordenadas Geocêntricas destes, aplica-se uma matriz de rotação e um vetor de translação como pode ser visto em (GARNÉS *et al.*, 1988); GARNÉS, SIQUEIRA e CACHO, 2005) e (DAL' FORNO *et al.*, 2010). A Equação 5 determina as variações ( $\Delta e$ ,  $\Delta n$ ,  $\Delta u$ ) que devem ser aplicadas ao ponto de origem para que as coordenadas de outros pontos sejam determinadas considerando-se os Sistemas Geocêntricos e Topocêntricos ilustrados na Figura 2. Na Equação 5 os valores de ( $\phi, \lambda$ ) são as coordenadas geodésicas do ponto definido como origem do Sistema Geodésico Local (SGL) e  $X-X_0$ ,  $Y-Y_0$ ,  $Z-Z_0$  a diferença das coordenadas cartesianas geocêntricas entre a origem e o ponto a ser determinado. Com base nestes valores de ( $\Delta e$ ,  $\Delta n$ ,  $\Delta u$ ) é que os resultados referentes aos levantamentos de campo com estação total são obtidos.

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\text{sen}\lambda_0 & \text{cos}\lambda_0 & 0 \\ -\text{sen}\phi_0\text{cos}\lambda_0 & -\text{sen}\phi_0\text{sen}\lambda_0 & \text{cos}\phi_0 \\ \text{cos}\phi_0\text{cos}\lambda_0 & \text{cos}\phi_0\text{sen}\lambda_0 & \text{sen}\phi_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

### 3 MÉTODOS DE LEVANTAMENTOS PLANIALTIMÉTRICOS E TRIDIMENSIONAIS

O levantamento de campo é parte fundamental para elaboração de estruturas geodésicas, sejam elas planimétricas, altimétricas ou planialtimétricas. Por meio das informações angulares e lineares é possível se calcular e analisar a relação espacial de um determinada porção da superfície terrestre.

Os métodos de levantamentos planialtimétricos e tridimensionais consistem em obter informações referentes a planimetria e altimetria de uma região de interesse e por meio destes gerar resultados precisos.

#### 3.1 MÉTODO DA POLIGONAÇÃO E TRANSPORTE DE COORDENADAS NO PLANO TOPOCÊNTRICO

A poligonação é um dos métodos mais empregados para a determinação de coordenadas de pontos em Topografia, principalmente para a definição de pontos de apoio planimétricos. Uma poligonal consiste em uma série de linhas consecutivas, onde são conhecidos os comprimentos e direções, por intermédio das medições em campo. O levantamento de uma poligonal é realizado através do método de caminhamento, percorrendo-se o contorno de um itinerário definido por uma série de pontos, medindo-se todos os ângulos, em relação a uma orientação inicial. A partir destes dados e de coordenadas de partida, é possível obter o valor das coordenadas de todos os pontos que a compõe (ESPARTEL, 1987).

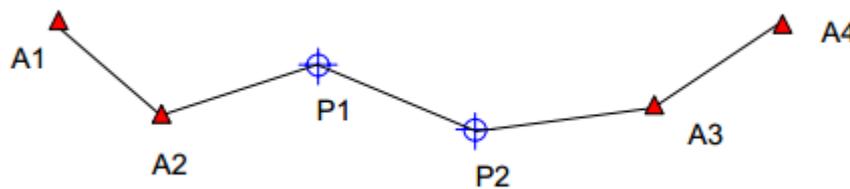
##### 3.1.1 Metodologia para cálculo de poligonais enquadradas

Segundo Erba *et al.* (2005), as poligonais levantadas em campo podem possuir características distintas quanto à disposição de seus pontos em relação aos pontos de controle, podendo ser denominadas de fechadas, enquadradas ou abertas. Nesta dissertação serão abordadas as poligonais do tipo 3 (poligonais enquadradas ou apoiadas) segundo a NBR 13133 (ABNT, 1994).

Segundo Ghilani e Wolf (2013), poligonais do tipo enquadrada partem de uma base inicial de vértices conhecidos, sendo finalizada em outra base de vértices conhecidos, cujas acurácias posicionais devem ser iguais ou maiores as dos vértices

da base inicial. Neste tipo de poligonal é necessário que se tenha uma direção de referência para os pontos de controle, que no caso pode ser obtida por meio das coordenadas conhecidas dos vértices de apoio. A Figura 3 ilustra um tipo de poligonal enquadrada, onde as direções de controle são definidas e iniciadas em A1 e A2 e finalizadas em A3 e A4, os pontos P1 e P2 simbolizam os novos vértices levantados.

**Figura 3 - Poligonal enquadrada.**



**Fonte O Autor**

As poligonais levantadas em campo são associadas a uma direção horizontal inicial relacionada à direção Norte-Sul. Os ângulos horizontais tomados a partir desta direção recebem nomenclaturas especiais de acordo com a posição da origem da contagem. Segundo Ghilani e Wolf (2013), é chamado de Azimute, o ângulo horizontal que se inicia a partir da direção norte e se estende até o alinhamento seguindo sempre no sentido horário. Estes podem variar de 0° a 360° e para um levantamento topográfico geralmente são associados à direção norte. Denomina-se de Rumos, o ângulo agudo formado entre a direção Norte-Sul até um alinhamento. No caso do Rumos, este sempre será o menor ângulo partindo da direção Norte – Sul, e receberá uma nomenclatura segundo o quadrante e direção em que aponta, Nordeste NE, Sudeste SE, Sudoeste SW ou Noroeste NW. Caso se conheça o rumo de um determinado alinhamento é possível a obtenção de um azimute diretamente relacionado a este, visto que existe uma transformação recíproca entre estas direções ao se analisar os seus valores e quadrantes em que se encontram. Caso se conheça as coordenadas planas de um par de pontos é possível se determinar o Rumos através da Equação 6.

$$rumo = arctg \frac{\Delta x}{\Delta y} \quad (6)$$

Analisando os valores  $\Delta x$  e  $\Delta y$  do rumo de um alinhamento é possível determinar o azimute do alinhamento baseado na análise do quadrante. Por meio de um alinhamento inicial é possível se realizar o transporte de azimute, processo que atribui a cada vértice da poligonal levantada em campo um azimute em relação ao alinhamento anterior. Os valores para as ditas direções horizontais podem ser obtidas ao relacionar o ângulo de um determinado vértice da poligonal com o azimute do alinhamento anterior a este. A Equação 7 apresenta a formulação descrita.

$$Az = Az_{(i-1)} + \alpha \pm 180^\circ \quad (7)$$

O termo  $\pm 180^\circ$  vai variar de acordo com o valor da soma do azimute anterior e do ângulo lido, caso o resultado seja superior a  $180^\circ$  deve-se subtrair  $180^\circ$ , em caso contrário deve ser adicionado o valor de  $180^\circ$  ao resultado. Pela Equação 7 apresentada pode se determinar todos os azimutes dos alinhamentos de uma poligonal enquadrada. Ao realizar o transporte de azimute para uma poligonal do tipo 3 também é possível determinar o erro angular obtido no processo de levantamento, sendo este resultado do acúmulo de todos os erros angulares de todos os pontos levantados em campo devendo ser analisado e corrigido.

Segundo Silva e Segantine (2015), as poligonais levantadas em campo podem ser classificadas segundo os resultados dos erros de fechamento linear e angular, estas sendo classificadas como de precisão alta, boa, regular e baixa. Para classificação do erro de fechamento angular, observa-se o erro de fechamento angular ( $e_a$ ), o número de vértices levantados ( $n$ ) e a precisão do equipamento utilizado ( $s$ ), a qualidade do levantamento é dada pelo valor de ( $k$ ) apresentado na Equação 8.

$$k = \frac{e_a}{s\sqrt{n}} \quad (8)$$

A Tabela 1 apresenta a classificação do levantamento angular com base no valor encontrado para ( $k$ ).

**Tabela 1 - Classificação da qualidade angular do levantamento.**

Qualidade	K
Alta	1 a 2
Boa	2 a 4
Regular	4 a 5
Baixa	5 a 10

Fonte Silva e Segantine (2015)

### Correção angular para poligonais enquadradas

A correção angular aplicada a poligonais do tipo 3 é baseada na comparação de valores entre os azimutes de chegada, obtido pelo transporte realizado mediante aplicação da Equação 6 e Equação 7. Em primeira mão, são calculados os rumos e azimutes de cada par de pontos de controle, em seguida é realizado o transporte de azimute partindo do alinhamento inicial até o alinhamento de fechamento. O erro de fechamento angular para poligonais do tipo 3 é observado quando, o valor transportado, obtido pela Equação 7, apresenta diferença em relação ao valor calculado, Equação 6. O erro angular ( $\varepsilon a$ ) é então determinado pela Equação 9 (ERBA *et al.*, 2005).

$$\varepsilon a = Az_t - Az_c \quad (9)$$

Onde:

$Az_t$  – azimute transportado;

$Az_c$  – azimute calculado;

$\varepsilon a$  – erro angular.

Após determinar a magnitude do erro angular é necessário verificar se o valor encontrado é tolerável em vista da precisão desejada para o levantamento e do equipamento utilizado.. A Equação 10 expressa a tolerância angular para levantamentos topográficos.

$$T \leq \sigma p \sqrt{n} \quad (10)$$

$T$  – Tolerância;  
 $\rho$  – precisão do levantamento;  
 $n$  – número de vértices;  
 $\sigma$  – quantil do intervalo de confiança.

Na NBR 13133 (ABNT,1994) ao valor de  $\rho$ , referente a precisão do equipamento, é multiplicado pelo quantil do intervalo de confiança que varia de 1 até 3. A tolerância determina o limite de erro aceitável para o levantamento, caso o valor encontrado para  $\varepsilon a$  seja menor ou igual ao valor da tolerância o levantamento é aceito e é permitido aplicar o processo de correção angular, em caso contrário o levantamento deve ser realizado novamente.

### **Correção angular**

Após determinar a proporção do erro de fechamento angular, e estando este dentro do limite de tolerância, a correção angular pode ser aplicada por meio da Equação 11 (ERBA, THUM, *et al.*, 2005)

$$Ca = \frac{-\varepsilon a}{n} \quad (11)$$

Onde:

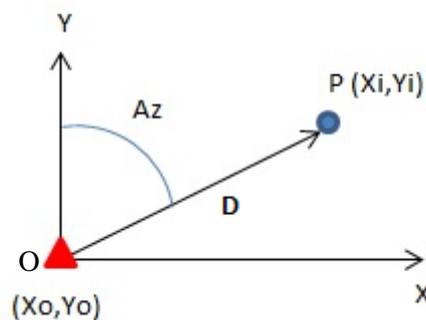
$Ca$  – correção angular;  
 $\varepsilon a$  – erro de fechamento angular;  
 $n$  – número de vértices.

O valor encontrado para  $Ca$  deve ser somado à cada ângulo observado em campo para eliminar a discrepância observada entre os azimutes de chegada do levantamento, mas para tanto é necessário repetir o processo de cálculo do transporte de azimute para todos os vértices, desta vez utilizando o valor corrigido dos ângulos da poligonal e só então realizar a etapa seguinte, o transporte de coordenadas.

### 3.1.2 Transporte de coordenadas no plano topocêntrico

A determinação das coordenadas dos vértices de uma poligonal está em função do conjunto de medidas lineares e angulares associadas aos pontos de coordenadas conhecidas. Como pode ser visto na Figura 4, o alinhamento entre pontos estabelece uma relação geométrica entre um ângulo horizontal, no caso o azimute, e uma distância, que em conjunto com as coordenadas de referência,  $O(X_0, Y_0)$ , é possível obter as coordenadas de outro ponto  $P(X_i, Y_i)$  (GHILANI e WOLF, 2013).

**Figura 4 - Coordenadas parciais de P.**



**Fonte Autor.**

Onde:

$Az$  é o azimute do alinhamento;  
 $D$  é a distância horizontal entre os pontos  $O$  e  $P$ ;  
 $X_0$  e  $Y_0$  são as coordenadas da origem;  
 $X_i$  e  $Y_i$  são as coordenadas do ponto  $P$ .

As coordenadas planas do ponto  $P$  podem ser obtidas pelas Equações 12 e 13.

$$X_i = X_0 + D \cdot \sin(Az) \quad (12)$$

$$Y_i = Y_0 + D \cdot \cos(Az) \quad (13)$$

Após calcular as coordenadas de  $P$  pode se repetir o processo para um ponto seguinte, utilizando os resultados obtidos anteriormente, e com o transporte de azimute definido anteriormente. Ao se calcular as projeções de todos os pontos trabalhados é importante que se compare as coordenadas do ponto de fechamento

da poligonal, seja ela fechada ou enquadrada, para que se possa analisar o erro de fechamento linear do trabalho realizado.

### **Erro de fechamento linear para poligonais enquadradas**

Sejam  $X_C$  e  $Y_C$  coordenadas calculadas para um ponto de fechamento de uma poligonal enquadrada, e sejam  $X_0$  e  $Y_0$  as coordenadas conhecidas deste mesmo ponto. A determinação do erro de fechamento linear é obtida ao se aplicar as Equações 14, 15 e 16.

$$ex = X_C - X_0 \quad (14)$$

$$ey = Y_C - Y_0 \quad (15)$$

$$el = \sqrt{ex^2 + ey^2} \quad (16)$$

Onde:

$ex$  – erro em X;

$ey$  – erro em Y;

$el$  – erro linear.

A precisão relativa ( $pr$ ) de uma poligonal é dada por uma fração do erro de fechamento linear ( $el$ ) dividido pelo seu comprimento total, ou seja, o seu perímetro. Assim a precisão relativa é dada pela Equação 17 (SEGANTINE e LIMA, 2015).

$$pr = \frac{el}{\text{perímetro}} \quad (17)$$

Para levantamentos topográficos, a precisão para planimetria, em geral, é dada em formato de escala, e esta varia de acordo com a acurácia estabelecida para o levantamento. A classificação de poligonais segundo a precisão linear é estabelecida pela Tabela 2 (ABNT, 1994).

Tabela 2 - Precisão Linear para levantamentos Topográficos.

Qualidade	Precisão Relativa
<b>Alta</b>	1:50000 ou melhor
<b>Boa</b>	Entre 1:10000 e 1:50000
<b>Regular</b>	Entre 1:5000 e 1:10000
<b>Baixa</b>	Entre 1:500 e 1:5000

Fonte NBR 13133 ABNT (1994)

### Correção linear

Estando o levantamento dentro da tolerância esperada, a correção das coordenadas parciais pode ser feita sobre os dados calculados anteriormente. A correção funciona pela distribuição do erro de forma proporcional a distância de cada lance pelas Equações 18 e 19 (ESPARTEL, 1987).

$$Cx = -ex \cdot \frac{dhi}{\Sigma d} \quad (18)$$

$$Cy = -ey \cdot \frac{dhi}{\Sigma d} \quad (19)$$

Onde

$Cx$  e  $Cy$  – são as correções;  
 $dhi$  – a distância horizontal entre os pontos;  
 $\Sigma d$  – perímetro observado.

A correção deve ser realizada somando o valor de correção de cada distância individual a sua projeção  $\Delta x$  ou  $\Delta y$  correspondente. Ao final da distribuição de erro, o valor para  $X_c$  e  $Y_c$  deve ser igual ao valor calculado  $X_0$  e  $Y_0$  (MELO, 2014).

#### 3.1.3 Detecção de erros grosseiros em poligonais

Por vezes é possível que os levantamentos topográficos sejam acometidos por erros aleatórios que, devido a sua natureza, sejam difíceis de serem detectados somente com uma revisão dos dados de campo. Um exemplo simples pode ser o

caso de uma leitura realizada com o equipamento sem estar devidamente calado ou um valor lido equivocadamente no visor do equipamento.

Algumas metodologias simples podem ser aplicadas para tentar descobrir tais equívocos como, verificar a diferença entre as visadas em posição direta e inversa das leituras ou mesmo desenhar a poligonal levantada e tentar identificar algum ângulo que não corresponda à realidade observada.

Em casos onde o erro de fechamento angular apresente valor elevado em relação a metodologia aplicada é possível aplicar um teste de detecção de erros grosseiros em poligonais, a formulação matemática de Broennimann (SEGANTINE e LIMA, 2015). A formulação é baseada nos valores das coordenadas dos pontos de controle, conhecidas e calculadas, e no valor do erro de fechamento angular da poligonal como pode ser visto nas Equações 20a, 20b.

$$x = \frac{x^c + x^{c'}}{2} - \frac{y^c - y^{c'}}{2} \cot g \left( \frac{\varepsilon a}{2} \right) \quad (20a)$$

$$y = \frac{y^c + y^{c'}}{2} + \frac{x^c - x^{c'}}{2} \cot g \left( \frac{\varepsilon a}{2} \right) \quad (20b)$$

Onde:

$x$  e  $y$  – coordenadas sobre o qual foi cometido o erro

$x^c$  e  $y^c$  – coordenadas conhecidas do ponto de chegada

$x^{c'}$  e  $y^{c'}$  – são as coordenadas calculadas para o ponto de chegada

$\varepsilon a$  – erro angular

A Equação 20 é utilizada para detecção de erros angulares onde os valores de retorno  $x$  e  $y$  serão, aproximadamente, o valor das coordenadas do vértice contaminado por erro grosseiro. Sendo detectado o ponto sobre o qual a amostra está contaminada, este deve ser medido novamente em campo para solucionar o problema, porém a formulação só é válida para casos em que exista apenas um vértice com erro grosseiro.

## 3.2 MÉTODOS DE NIVELAMENTO

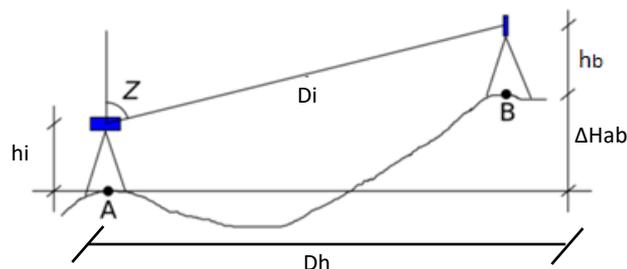
Os métodos de nivelamento são aqueles são fundamentalmente voltados a obtenção de informações altimétricas, estes podendo ser executados por diferentes maneiras e com diferentes equipamentos. Para esta dissertação o foco principal foi a obtenção de informações altimétricas por meio de levantamentos de campo com estação total e nível digital.

As técnicas de nivelamentos e procedimentos de campo referentes a cada um dos equipamentos utilizados serão apresentados juntamente com os devidos procedimentos de correção e tolerâncias.

### 3.2.1 Nivelamento trigonométrico

O nivelamento trigonométrico pode ser de lances curtos, até 150 metros, ou de lances longos, para distâncias superiores a 150 metros. A técnica baseia-se na resolução do triângulo retângulo cuja base, distância horizontal e o ângulo zenital  $Z$  sejam conhecidos a fim de se determinar o cateto oposto, ou seja, a diferença de nível entre os pontos no solo. A precisão é menor quando comparado ao nivelamento geométrico, no entanto, tem um rendimento maior devido o alcance das medidas (KHAMEN e FAIG, 1988). Na Figura 5 pode ser visto a aplicação de uma leitura com estação total para determinar a diferença de cota entre dois pontos, A e B.

**Figura 5 - Aplicação de leituras por meio de nivelamento trigonométrico com estação total.**



**Fonte Autor.**

De acordo com a Figura 5, tem-se a Equação 21:

$$\Delta H_{ab} = h_i + D_h \cdot \cot g(Z) - h_b \quad (21)$$

Onde:

B - ponto visado;  
 $h_i$  - altura do instrumento em A;  
 $D_h$  – distância horizontal entre os pontos  
 $D_i$  - distância inclinada entre os pontos;  
 $Z$  - ângulo Zenital;  
 $h_b$  - altura do alvo em B;  
 $\Delta H_{ab}$  – desnível entre os pontos.

O método de nivelamento trigonométrico é aplicado simultaneamente com o método da poligonação. Não apresenta a mesma precisão que o nivelamento geométrico, em geral é menos preciso, porém possibilita a obtenção simultânea de características tridimensionais dos pontos trabalhados. Algumas precauções devem ser tomadas ao se realizar este tipo de levantamento, pois a depender a distância horizontal medida, esta pode influenciar nas medidas de desnível observadas devidos aos efeitos de curvatura terrestre e refração atmosférica (SEGANTINE e LIMA, 2015).

Pelas definições de uma superfície de nível em relação a um plano horizontal é evidente que existe um desvio entre estes por conta da curvatura terrestre. Estes efeitos são conhecidos e podem ser modelados com base no raio médio da Terra, cerca de 6371 km. As deformações máximas referentes à desconsideração da curvatura terrestre e à refração atmosférica têm as seguintes expressões aproximadas NBR 13133 (ABNT, 1994) Equação 22.

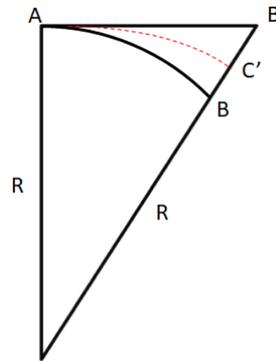
$$C = 0,0785K^2 \quad (22)$$

O fator de refração atmosférica acontece por conta da refração da luz quando passa de um meio para outro. Este fator também é conhecido e dado pela Equação 23 (ABNT, 1994).

$$C' = 0,0115K^2 \quad (23)$$

A Figura 6 ilustra as diferenças existentes entre as distâncias observadas em campo onde  $R$  é o raio médio da terra,  $AB'$  é a distância horizontal,  $BB'$  é o erro devido à curvatura terrestre  $C$  e  $C'$  é o efeito de refração atmosférica.

**Figura 6 - Influencia dos efeitos de curvatura e refração combinados.**



Fonte O Autor

Logo o valor o efeito de correção pelos erros de curvatura e refração combinados é dado por um valor  $h_c$  dado pela Equação 24 (ABNT, 1994).

$$h_c = 0,0670K^2 \quad (24)$$

A correção destes efeitos deve ser aplicada quando nas visadas entre alvos a distância for elevada, visto que a tendência dos efeitos combinados é de 1 mm a cada 120 m aproximadamente.

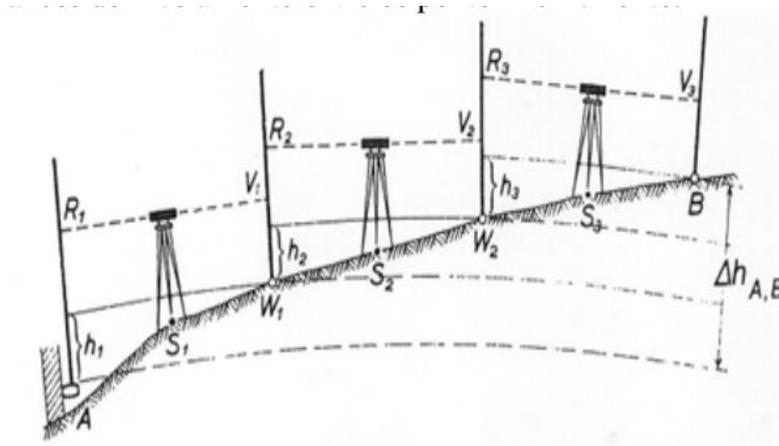
### 3.2.2 Nivelamento geométrico de alta precisão

Segundo Khamen e Faig (1998), o nivelamento geométrico é a operação que visa à determinação da diferença de nível entre dois pontos em relação a um mesmo referencial a partir de leituras em miras efetuadas com níveis ópticos ou digitais. Este procedimento pode ser executado para fins geodésicos ou topográficos, onde a diferença entre ambos está na precisão, que é maior no caso do nivelamento para fins geodésicos e no instrumento utilizado.

A partir da visualização do instrumento em um alvo é possível se determinar a interseção do plano do nível, equipamento utilizado, com a vertical da régua e determinar a diferença entre os dois pontos A e B de uma mesma seção. Segundo

Espartel (1987), para circuitos de nivelamento geométrico a influência dos efeitos de curvatura terrestre e refração atmosférica são eliminados ao realizar visadas equidistantes entre os respectivos pontos de ré e vante. Normalmente a determinação da diferença de nível é associada a pelo menos uma Referência de Nível (RN) conhecida. A partir desta RN é possível se determinar as demais altitudes dos pontos seguintes, bem como as altitudes dos planos de referência ou plano de visada. A Figura 7 exibe um nivelamento geométrico partindo de ponto A até B, os valores  $R_i$  e  $V_i$  são as respectivas leituras de ré e vante de cada lance,  $w_1$  e  $w_2$  os pontos que marcam os desníveis  $h_1$ ,  $h_2$  e  $h_3$  que resultam em  $\Delta h_{A,B}$ .

**Figura 7 - Circuito de nivelamento geométrico.**



Fonte: Khamen e Faig (1998)

### **Método de Correção Proporcional à Distância**

Semelhante ao processo planimétrico, o nivelamento geométrico também sofre influência de erros de diferentes naturezas que ao fim do processo resultam em um erro de fechamento. Ao se realizar um nivelamento geométrico é recomendado que se inicie e termine o processo em pontos de altitudes conhecidas, como no caso das RRNN. Em casos, onde só se disponha de uma RN deve ser realizado um nivelamento e contranivelamento, que é o retorno para o ponto de partida do processo, e assim ter um parâmetro para estimar o erro de fechamento do levantamento. O erro é mensurado ao se comparar a discrepância entre as altitudes de chegada e de partida da RN de controle. Ao término do nivelamento ao se determinar o erro de fechamento, este deve ser corrigido através da Equação 25

(GHILANI e WOLF, 2013). A distribuição do erro deve ser proporcionalmente dividida a cada lance realizado para todo o nivelamento, e ao fim da correção o erro deve ser eliminado.

$$CI = \frac{-\varepsilon}{\sum di} di \quad (25)$$

Onde:

CI – correção em relação à distância de cada lance;  
 $\varepsilon$  - Erro de fechamento;  
 di – comprimento de cada lance.

### 3.3 AJUSTAMENTO DAS OBSERVAÇÕES

Segundo Gemael, Machado e Wandresen (2015), as observações realizadas pelo homem são caracterizadas pela presença inevitável de erros de medidas. Estes erros são ocasionados não somente por falhas humanas, mas também por imperfeições dos equipamentos utilizados, bem como alterações nas condições do ambiente, onde a mensuração está sendo realizada. Por isso se mostra necessário à existência de pluralidade de observações, ou seja, redundâncias, a fim de que se possa estimar um valor mais seguro. De forma resumida, pode-se dizer que o ajustamento tem por finalidade estimar resultados, mediante aplicação de modelos funcionais e estocásticos adequados ao Método dos Mínimos Quadrados (MMQ) e ao valor de precisão das observações.

#### 3.3.1 Ajustamento pelo modelo paramétrico

No ajustamento das observações, são chamadas de parâmetros, as grandezas que não são obtidas diretamente, ou seja, aquelas que são calculadas em função de outras medidas observadas em campo. Quando os valores observados podem ser expressos como uma função de parâmetros ajustados, ou seja, quando se pode formular um modelo matemático do tipo  $L_a = F(X_a)$ , diz-se que o ajustamento é realizado por meio do método paramétrico. A aplicação deste método exige a formulação de equações de observações ou modelo funcional. Estas

equações correspondem à relação matemática entre as observações e os parâmetros (GEMAEL, MACHADO e WANDRESEN 2015).

### Matrizes do ajustamento

Sejam os vetores coluna:

$L_b$  – vetor ( $n \times 1$ ) de observações;

$V$  – vetor ( $n \times 1$ ) de resíduos;

$L_a$  – vetor ( $n \times 1$ ) dos valores observados ajustados.

Onde  $L_a$  representa o valor ajustado das observações dado pelo valor de  $L_b$  mais a o vetor dos resíduos  $V$  Equação 26.

$$L_a = L_b + V \quad (26)$$

De forma similar temos o vetor dos parâmetros ajustados dado pela Equação 27.

$X_0$  – vetor ( $n \times 1$ ) dos valores aproximados dos parâmetros;

$X$  – vetor ( $n \times 1$ ) de correções;

$X_a$  – vetor dos parâmetros ajustados.

$$X_a = X_0 + X \quad (27)$$

Seja  $L_a = F(X_a)$  um modelo funcional que relaciona observações ajustadas com parâmetros ajustados. Ao substituir-se o primeiro termo pela Equação 24 e linearizando o segundo pela formulação de TAYLOR, tem-se a Equação 28.

$$L_b + V = F(X_0) + \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_a=X_0} \cdot X \quad (28)$$

Que em  $F(X_0)$  pode ser substituída por um vetor  $L_0 = F(X_0)$  de parâmetros aproximados.

Seja a matriz  $A$  matriz das derivadas parciais dada pela Equação 28:

$$A = \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_0} \quad (29)$$

Reescrevendo a Equação 28, têm-se as Equações 30 e 31.

$$L_b + V = L_0 + AX \quad (30)$$

$$V = AX + L_0 - L_b \quad (31)$$

E finalmente, combinando as Equações 30 e 31 tem-se a Equação 32:

$$L = L_0 - L_b \quad (32)$$

Obtém-se assim, o modelo linearizado do método paramétrico Equação 33.

$$V = AX + L \quad (33)$$

Para minimizar a forma quadrática  $V^T P V$ , obtêm-se um sistema de equações normais de  $u$  equações dada pelas Equações 34, 35 e 36.

$$X = -N^{-1}U \quad (34)$$

$$N = A^T P A \quad (35)$$

$$U = A^T P L \quad (36)$$

### Matriz variância-covariância (MVC)

Uma importante etapa do ajustamento é a de estimar a precisão das medidas efetuadas para que se possa compor a matriz de variância covariância (MVC) dos valores observados  $\Sigma_{Lb}$ , que juntamente com a variância da unidade de peso, denominada de sigma *a priori* ( $\sigma_0^2$ ), determinam a matriz dos pesos, Equação 37.

$$P = \sigma_0^2 \Sigma_{Lb}^{-1} \quad (37)$$

É importante salientar que a unidade de variância *a priori* ( $\sigma_0^2$ ) pode ser arbitrada pelo usuário, visto que esta não tem influência no vetor das incógnitas como pode ser conferido ao se inserir a Equação 37 na Equação 34 e desenvolver o sistema como exibido nas Equações 38, 39 e 40.

$$X = -(A^T P A)^{-1} A^T P L \quad (38)$$

$$X = \frac{1}{\sigma_0^2} (A^T \Sigma_{Lb}^{-1} A)^{-1} A^T \Sigma_{Lb}^{-1} L \sigma_0^2 \quad (39)$$

$$X = (A^T \Sigma_{Lb}^{-1} A)^{-1} A^T \Sigma_{Lb}^{-1} L \quad (40)$$

A verdadeira influência do valor de sigma a priori recai sobre a matriz dos coeficientes normais, Equação 33.

Ao fim do ajustamento pode-se estimar outro valor de peso unitário denominado de sigma *a posteriori* ( $\hat{\sigma}_0^2$ ), que relaciona o número de observações superabundantes, ou grau de liberdade (S), dada pelo número de equações (n) subtraído do número de incógnitas do sistema (u), ou seja  $S = n - u$ , como pode ser visto na Equação 41.

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T P V}{S} \quad (41)$$

Ao se comparar os valores de  $\sigma_0^2$  e  $\hat{\sigma}_0^2$  pode ser um indicador da qualidade do ajustamento. Em primeiro lugar, quando houver diferença entre estes valores aplica-se um teste de hipótese baseado na distribuição Qui-quadrado ( $\chi^2$ ) para constatar se a discrepância é significativa a um certo nível de significância, o que por sua vez indica a existência de problemas no ajustamento. Para detecção de problemas no ajustamento aplica-se um teste de hipótese baseado nos valores dos sigmas, denominados de hipótese básica ( $H_0$ ) e hipótese alternativa ( $H_1$ ) (GEMAEL, 2015).

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

Dado o valor de ( $\chi^2$ ) de acordo com um nível de significância ( $\alpha$ ) estabelecido, sabendo-se que  $V^T \Sigma_{Lb}^{-1} V$  para  $S = v$  graus, tem-se a Equação 42 (GEMAEL, MACHADO e WANDRESEN, 2015).

$$\frac{V^T P V}{\sigma_0^2} \sim \chi^2(v) \quad (42)$$

Analisando a Equação 42 e inserindo a Equação 41, tem-se a Equação 43.

$$\frac{\hat{\sigma}_0^2 S}{\sigma_0^2} \sim \chi^2(v) \quad (43)$$

Aplicando o teste de hipótese básica e alternativa e comparando-se os seus valores obtidos para um nível de significância ( $\alpha$ ) com um valor de Qui-quadrado calculado ( $\chi^{*2}$ ) se tem como resultado a Equação 44.

$$\chi^{*2} = \frac{\hat{\sigma}_0^2 S}{\sigma_0^2} v = \frac{V^T P V}{\sigma_0^2} \quad (44)$$

Logo, a hipótese básica não é rejeitada a um nível de significância ( $\alpha$ ) se.

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v, 1-\frac{\alpha}{2}}^2 \quad (45)$$

Caso a hipótese seja rejeitada, isso pode ser um indício de existência de erro na matriz variância covariância (MVC) dos valores observados ou que os resíduos estejam demasiadamente grandes em decorrência de algum erro grosseiro ou sistemático. Em caso contrário, a hipótese é aceita, o que qualifica o processo de ajustamento. Para maiores detalhes consultar (GEMAEL, MACHADO e WANDRESEN, 2015)

### 3.3.2 Ajustamento pelo modelo das equações de condição ou correlatos

Segundo Gemael, Machado e Wandresen (2015), no método dos correlatos não se trabalha com os parâmetros, mas sim com o modelo matemático que envolve apenas valores observados e ajustados, no caso as incógnitas. A função que define o método é dada pela Equação 46:

$$F(La) = 0 \quad (46)$$

Onde: F representa o número r equações de condição La tem dimensão (nx1), o modelo matricial, representa então r equações naturais de condição ligando n incógnitas. Para este modelo é interessante envolver valores observados com intuito de obter equações de condição transformadas com outras incógnitas. E assim

como no método dos parâmetros a relação que define essa condição é expressa pela Equação 47.

$$L_a = L_b + V \quad (47)$$

Reescrevendo a Equação 46 e aplicando a aproximação linear da série de Taylor se chega a Equação 48.

$$F(L_a) = F(L_b + V) \quad (48)$$

A função  $F(L_b)$ , dos valores observados, representa o erro de fechamento e é designado por  $W$ . É possível ainda indicar como  $B$  a matriz das derivadas parciais das equações de condição e destas duas pode-se obter o modelo linearizado do método dos correlatos dado pela Equação 49 (GEMAEL, MACHADO e WANDRESEN, 2015):

$$BV + W = 0 \quad (49)$$

As equações normais do método dos correlatos representa um sistema de  $r$  equações normais que são representadas pelas Equações 50,51 e 52.

$$K = -(BP^{-1}B^T)^{-1}W \quad (50)$$

$$M = BP^{-1}B^T \quad (51)$$

$$K = -M^{-1}W \quad (52)$$

Os valores observados ajustados são obtidos por meio dos vetores dos correlatos  $K$ , da matriz  $P$  e da matriz  $B$  e o vetor dos valores ajustados será dado pela soma do vetor  $L_b$  com o vetor de resíduos  $V$  como pode ser visto na Equação 53, e Equação 54.

$$V = P^{-1}B^TK \quad (53)$$

$$L_a = L_b + V \quad (54)$$

## 4 SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL

O NAVSTAR-GPS ou simplesmente GPS (*Global Positioning System*) é um sistema de abrangência global que tem facilitado todas as atividades que estão relacionadas ao posicionamento. O sistema ganhou grande destaque em razão da facilidade que permite ao usuário a obtenção de coordenadas em qualquer local da superfície terrestre, ou próxima a esta. O sistema é de responsabilidade do departamento de defesa dos Estados Unidos e anteriormente restrito aos idealizadores, porém em função da acurácia e do desenvolvimento tecnológico crescente, uma grande comunidade usuária surgiu a partir dos mais variados seguimentos civis. O princípio básico de navegação do sistema consiste na determinação de distâncias entre um receptor e pelo menos quatro satélites em um sistema de referência em que as coordenadas dos satélites sejam conhecidas, assim é possível determinar as coordenadas do receptor neste mesmo sistema. Na prática somente três satélites seriam suficientes para se determinar as coordenadas do receptor, o quarto satélite se faz necessário para que sejam corrigidos erros de não sincronismo no tempo do relógio do receptor usuário, o que adiciona uma incógnita a mais ao sistema de equações (MONICO, 2008).

Além do GPS outros sistemas foram lançados por diferentes países com a mesma finalidade de determinação de coordenadas na superfície terrestre, como o GLONASS (*Global Orbiting Navigation Satellite System*) de origem Russa e o Galileu desenvolvido pela agência espacial europeia. Ambos os sistemas estão atualmente em operação e trabalhando de forma conjunta na distribuição de dados para o meio civil com o GPS. De forma geral, estes e outros sistemas de posicionamento globais são denominados de GNSS (*Global Navigation Satellite System*).

### 4.1 MÉTODO DE POSICIONAMENTO RELATIVO

Segundo Monico (2008), no método de posicionamento relativo, se trabalha com dois ou mais receptores GNSS onde pelo menos um receptor é posicionado em uma estação de coordenadas conhecidas enquanto os demais são posicionados sobre as feições de interesse. As observações obtidas de forma simultânea entre estes receptores permitem diversas correções entre as observáveis reduzindo

significativamente o número de erros. A utilização do método relativo permite que a solução do vetor de ambiguidades possa ser realizada antes de dar início ao processo de movimento ou estimá-lo com os dados coletados em movimento. O método apresenta bons resultados, desde que se possua um número suficiente de satélites que estejam sendo rastreados pelos receptores no momento. Para o método de posicionamento relativo é necessário um número superior a quatro (4) satélites para que o vetor de ambiguidades seja solucionado. O tempo de exposição dos receptores também pode variar a depender da precisão desejada. O objetivo do método é o de determinar as coordenadas de uma estação desconhecida com relação à uma ou mais estações de base, como pode ser expresso matematicamente pelas Equações 55a, 55b, 55c.:

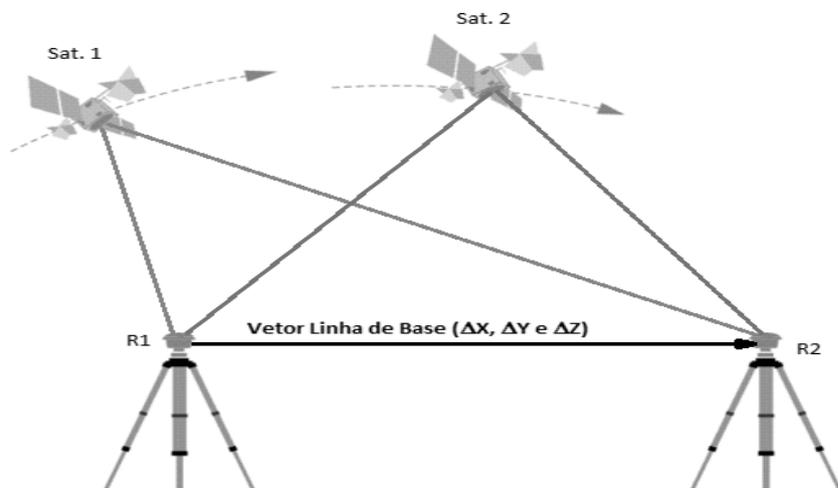
$$X_B = X_A + \Delta X \quad (55)$$

$$Y_B = Y_A + \Delta Y \quad (55b)$$

$$Z_B = Z_A + \Delta Z \quad (55c)$$

Os valores de  $(X_A, Y_A, Z_A)$  são as coordenadas geocêntricas da estação conhecida A, e  $(X_B, Y_B, Z_B)$  são coordenadas geocêntricas da estação desconhecida em B, e  $(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z)$  são as componentes do vetor de linha de base calculadas. A Figura 8 apresenta a aplicação do método onde dois receptores R1 e R2 rastreiam dois satélites.

**Figura 8 - Método relativo estático vetor de linha de base).**



#### 4.1.1 Método de posicionamento relativo estático

Existem diferentes métodos de posicionamento relativo, como relativo estático, relativo estático rápido, pseudocinemático, dentre outros. Para esta dissertação o foco será o método de posicionamento relativo estático. Neste processo dois ou mais receptores são utilizados no levantamento onde pelo menos um destes é denominado de base permanecendo fixo em uma estação de referência, enquanto os demais receptores, itinerantes, ocupam estações de coordenadas desconhecidas. Após a primeira sessão de observações, que deve possuir um tempo aproximado de uma hora, a depender do comprimento da linha de base, os receptores itinerantes são desligados e movidos para outras estações desconhecidas, permanecendo somente a estação base ligada e imóvel, visto que esta servirá de referência em comum para a próxima sessão de coleta de informações. O processo deve ser repetido até que todas as estações desconhecidas sejam ocupadas e as linhas de base observadas formem figuras geometricamente fechadas (MONICO, 2008). A Tabela 3 apresenta o valor do tempo de rastreamento para levantamentos relativos de acordo com o comprimento da linha de base, tempo de observação, equipamento e precisão (IBGE, 2008).

**Tabela 3: Precisão do Levantamento relativo em função do tempo, linha de base e equipamentos utilizados.**

<b>Comp. (Km)</b>	<b>Tempo de obs.</b>	<b>Equipamento</b>	<b>Precisão</b>
<b>0 – 5</b>	05 -10 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1 ppm
<b>5 – 10</b>	10 – 15 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1 ppm
<b>10 – 20</b>	10 – 30 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1 ppm
<b>20 - 50</b>	02 – 03 h	L1/L2	5 mm + 1 ppm
<b>50 – 100</b>	Mín. 03 h	L1/L2	5 mm + 1 ppm
<b>&gt; 100</b>	Mín. 4 h	L1/L2	5 mm + 1 ppm

**Fonte IBGE 2008.**

#### 4.1.2 Rede brasileira de monitoramento contínuo

A Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) é o conjunto de estações geodésicas, equipadas com receptores GNSS de alto desempenho, que proporcionam, uma vez por dia ou em tempo real, observações para a determinação

de coordenadas. A RBMC tem papel fundamental em levantamentos geodésicos com emprego de receptores GNSS, visto que está implícita para estes métodos a utilização do método de posicionamento relativo, ou seja, ao menos uma estação de coordenadas conhecidas é definida como base coletando informações simultaneamente aos receptores móveis. As estações pertencentes à RBMC desempenham justamente o papel do ponto de coordenadas conhecidas pertencentes ao SGB. Além disso, os receptores que equipam as estações da RBMC são de alto desempenho, proporcionando observações de grande qualidade e confiabilidade (IBGE, 2018).

Parte das estações pertencentes à rede do SGB definem a Rede de Referência SIRGAS (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas), o qual foi definido em 2000 no SGB, cujas coordenadas finais têm precisão da ordem de  $\pm 5$  mm, configurando-se como uma das redes mais precisas do mundo. Outro papel importante da RBMC é que suas observações vêm contribuindo, desde 1997, para a densificação regional da rede do IGS (*International GPS Service for Geodynamics*), garantindo uma melhor precisão dos produtos do sobre o território brasileiro (IBGE, 2018). A Figura 9 apresenta a localização aproximada das estações da RBMC no território nacional.

**Figura 9 - Localização das estações da RBMC no território nacional.**



**Fonte: IBGE (2018)**

## 5 EXPERIMENTOS METODOLÓGICOS, RESULTADOS E ANÁLISES

Nos itens a seguir serão descritas as metodologias de campo utilizadas para obtenção dos resultados, informações estas que consistem não somente na qualidade do equipamento utilizado como também no número de observações e o tempo de rastreamento de para um mesmo objeto.

Estas descrições são pertinentes também em relação a geografia da área de estudos, que apresenta uma topografia bem diversificada.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

O Sítio Histórico de Olinda, também conhecido como Cidade Alta, abrange a Área Histórica do Município de Olinda. Quase um terço da área total do Município é tombado no sentido de preservar todo o Patrimônio Histórico, Cultural e Arquitetônico do Município. A região vem sendo estudada conforme pode ser observado em Gama (2008), Tenório e Seixas (2008), Souza (2012), Gomes e Seixas (2013), Seixas *et al.* (2014), Santana Neto (2015) e Gomes (2017), onde estruturas geodésicas planimétricas, altimétricas e/ou planialtimétricas foram implantadas e ajustadas segundo as normas técnicas estabelecidas na NBR 13133 (ABNT, 1994), NBR 14166 (ABNT, 1998), seguindo todas as especificações e precisões.

Embora estas campanhas tenham atribuído à área de estudo estruturas geodésicas de qualidade, é necessária uma expansão para que esta contemple as proximidades da orla marítima e regiões mais afastadas do Sítio Histórico. O campo de pontos de referência implantado em Souza (2012), é composto por seis RRNN, implantadas pelo método de Nivelamento Geométrico de Alta Precisão, sendo elas denominadas de RNSP - Referência de Nível Igreja de São Pedro, RNSC - Referência de Nível Igreja Nossa Senhora do Carmo, RNLSE - Referência de Nível Ladeira da Sé, RN7E - Referência de Nível Sétima Estação da Via Sacra, RNPM - Referência de Nível Rua Prudente de Moraes, RNMR - Referência de Nível Mercado da Ribeira. Os caminhos percorridos e a ordem do levantamento de cada RRNN são independentes, podendo um determinado trecho ser percorrido mais de uma vez se necessário, desde que se estabeleça um circuito que interligue as RRNN. A Figura

10 apresenta as RRNN implantadas para época de 2012 assim como os circuitos elaborados.

**Figura 10 - Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2012. Imagem elaborada no Qgis 2.18.**



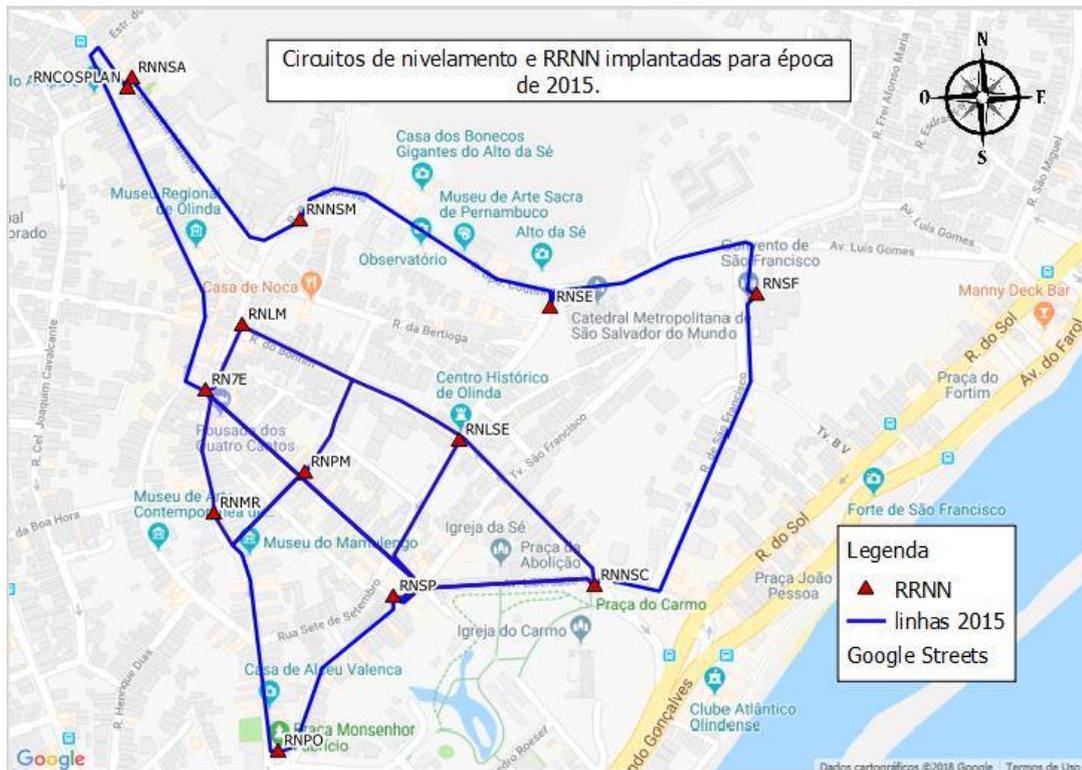
Fonte Qgis 2.18

A campanha realizada em Gomes e Seixas (2013), contribuiu com a materialização da RNPO – Referência de Nível Prefeitura da Cidade de Olinda, esta campanha teve apoio nos dados de Souza (2012\_ e partiu da RNSP até a fixação da RNPO e foi finalizada na RNMR.

As RRNN implantadas em Santana Neto (2015) e Gomes (2017), foram denominadas de RNSF – Referência de Nível Igreja de São Francisco, RNSE – Referência de Nível Igreja Catedral da Sé, RNNSM – Referência de Nível Igreja Nossa Senhora da Misericórdia, RNNSA – Referência de Nível Igreja Nossa Senhora do Amparo e RNCOSPLAN – Referência de Nível COSPLAN. Assim como na campanha de 2013, esta foi apoiada nos dados do levantamento de Souza (2012) tendo como RN de partida a RNNSC tendo como referência de fechamento de circuito a RNPM. A Figura 11, apresenta a localização das referidas RRNN

implantadas que serviram de apoio para a presente dissertação assim como suas respectivas linhas de nivelamento.

**Figura 11 - Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2015. Imagem elaborada no Qgis 2.18.**



Fonte Qgis 2.18.

As novas RRNN do presente trabalho são 5 e foram implantadas durante esta dissertação foram materializadas com pinos de superfícies semi-esféricas, juntamente com cola epóxi, para garantir melhor estabilidade dos pinos que configuram as Referências de Nível. Estas seis novas Referências, assim como as anteriores, foram denominadas segundo algum ponto de referência da região que se encontram, sendo estas nomeadas de RNCELPE – Referência de Nível CELPE; RNFT - Referência de Nível Forte de São Francisco; RNCOR - Referência de Nível Correios; RNPRJ - Referência de Nível Praça do Jacaré; RNISS - Referência de Nível Igreja de São Sebastião; RNNSBH - Referência de Nível Nossa Senhora da Boa Hora, que são as novas RRNN implantadas durante esta dissertação. Também utilizou-se o pino da Referência Gravimétrica 8132784 localizada em frente a Prefeitura de Olinda, que foi implantada pelo IBGE em 2016.

. As novas RRNN implantadas nesta dissertação foram integradas aos levantamentos passados, utilizando a mesma metodologia de aquisição de dados altimétricos utilizando-se dos mesmos equipamentos. Ao todo quatro novos circuitos foram gerados, interligando as novas RRNN com as antigas. Os circuitos fechados e suas linhas de nivelamento podem ser identificados na Figura 12.

**Figura 12 - Circuitos de nivelamento geométrico para época de 2015. Imagem elaborada no Qgis 2.18.**



Fonte Qgis 2.18

O desenvolvimento desta dissertação consiste na determinação de estruturas geodésicas altimétricas, planialtimétricas e tridimensionais. A estrutura geodésica altimétrica sendo referente ao nivelamento geométrico de alta precisão, utilizando o nível digital, contemplando as RRNN referidas anteriormente e apresentadas na Figura 12. A estrutura tridimensional é referente ao rastreamento de pontos por GNSS, fornecendo os pontos de apoio imediatos para o levantamento da estrutura planialtimétrica e também possibilitando a elaboração de um Sistema Geodésico Local (SGL). Partindo das coordenadas geradas pelo SGL foi possível realizar a campanha para obtenção de dados referentes a estrutura planialtimétrica, elaborada

por levantamento com estação total, que contemplou as RRNN com coordenadas planimétricas locais. Para cada diferente campanha são necessárias uma metodologia e uma lista de equipamentos específicos. A seguir são listados os equipamentos utilizados em cada campanha de medição.

## 5.2 MATERIAIS E SOFTWARES

Para os dias de levantamentos em campo, empregando o método do Nivelamento Geométrico de Alta Precisão os materiais utilizados foram:

- Trena de 50 m com precisão de  $\pm 2$  mm
- 1 balde de plástico
- 1 Marreta
- 3 Cones de sinalização
- 5 pinos de superfície semi-esférica
- 2 sapatas
- 2 tripés
- calculadora científica
- Prancheta e material para anotação
- 1 Nível digital de muito alta precisão Leica DNA-03 ( $\pm 0,3$ mm/km)
- 1 mira de ínvar de 2m

A NBR 13133 (ABNT, 1994), classifica o nível digital DNA-03 como sendo de precisão muito alta com um desvio padrão para as medidas menor ou igual a  $\pm 1$ mm por quilômetro duplo nivelado.

Para os dias de levantamentos em campo, empregando o método da Poligonação 3D com centragem forçada os materiais utilizados foram:

- Trena de 50 m com precisão de  $\pm 2$  mm
- 1 balde de plástico
- 1 Marreta
- 3 Cones de sinalização
- 1 guarda-sol

- 3 tripés
- calculadora científica
- Prancheta e material para anotação
- Spray de tinta
- Hastes metálicas de aproximadamente 25 cm
- 2 prismas
- 2 adaptadores base prisma
- 2 Estação Total Topcon GPT 3205N ( $\pm 5''$  e  $\pm 5\text{mm} + 5\text{ppm}$ )

A NBR 13133 (ABNT, 1994), classifica a referida estação total como sendo de precisão média com  $\pm 5''$  precisão angular e  $\pm 5\text{mm} + 5\text{ppm}$  precisão linear.

Para as campanhas de coleta de dados GNSS foram utilizados os Receptores GNSS Modelos: Hiper Lite + e Hiper V da Topcon.

#### **Modelo Hiper Lite + - Especificações do fabricante**

- Sistema GNSS para Levantamentos Cinemáticos em Tempo Real (RTK) estáticos e cinemáticos pós-processados.
- Receptores de dupla frequência Hiper L1/L2 (receptor, antena, rádio, carregador e bateria), com 40 canais universais.
- Capaz de rastrear sinais de satélites GPS, WAAS (opcional).
- Taxa de atualização de 1 Hz.
- 8 Mb de memória interna para armazenar mais de 40 horas de dados CA+L1+L2 com intervalo de 15".
- CoOp Tracking System (melhor recepção dos sinais em condições desfavoráveis).
- Rádio com alcance de até 2,5 km em RTK.
- Bateria interna com autonomia de 10 h.
- Tecnologia Bluetooth integrada (comunicação sem cabo com o coletor).
- Precisão horizontal de  $\pm 5\text{ mm} + 5\text{ppm}$  e vertical de  $\pm 5\text{mm} + 1\text{ppm}$  para levantamentos estáticos e rápido-estáticos e horizontal de  $\pm 10$

mm + 1ppm e vertical de  $\pm 20\text{mm} + 1\text{ppm}$  para levantamentos cinemáticos e RTK.

- 2 portas seriais para dados 1 porta USB e 1 porta para alimentação.

As especificações dos receptores podem ser encontradas no site do fabricante (Embratop, 2018) <https://www.embratop.com.br/produto/topcon-gps-hiper-lite/> acessado em agosto de 2017.

#### **Modelo: Hiper V – Especificações do fabricante**

- Receptor GNSS com 226 canais para rastreamento das constelações GPS e GLONASS nas portadoras L1/L2/ L2C e SBAS.
- Receptor totalmente integrado (receptor, antena, memória, rádio UHF, modem celular e bateria).
- Comunicação via celular SIM Card, GSM/CDMA ou HSPA interno no receptor e suporte a tecnologia NTRIP.
- Memória interna e removível através de cartão SD Card de 2 GB.
- Tecnologia Bluetooth integrada (comunicação sem cabo com o coletor).
- Transmite dados nos formatos RTCM SC104 nas versões 2.1, 2.2, 2.3, 3.0 e 3.1 nos formatos CMR, CMR+, NMEA e TPS.
- Precisão horizontal de  $\pm 3\text{mm} + 0.1 \text{ ppm}$  e vertical de  $\pm 3.5\text{mm} + 0.4 \text{ ppm}$  para levantamento estático e rápido estático.
- Precisão RTK horizontal de  $\pm 10\text{mm} + 1\text{ppm}$  e vertical de  $\pm 15\text{mm} + 1\text{ppm}$ .
- Resistente à água e poeira na classificação IP67, e a quedas de até 2 metros.

Informações do receptor podem ser encontradas no site do fabricante (Embratop, 2018) <https://www.embratop.com.br/produto/topcon-gps-hiper-lite/> acessado em agosto de 2017.

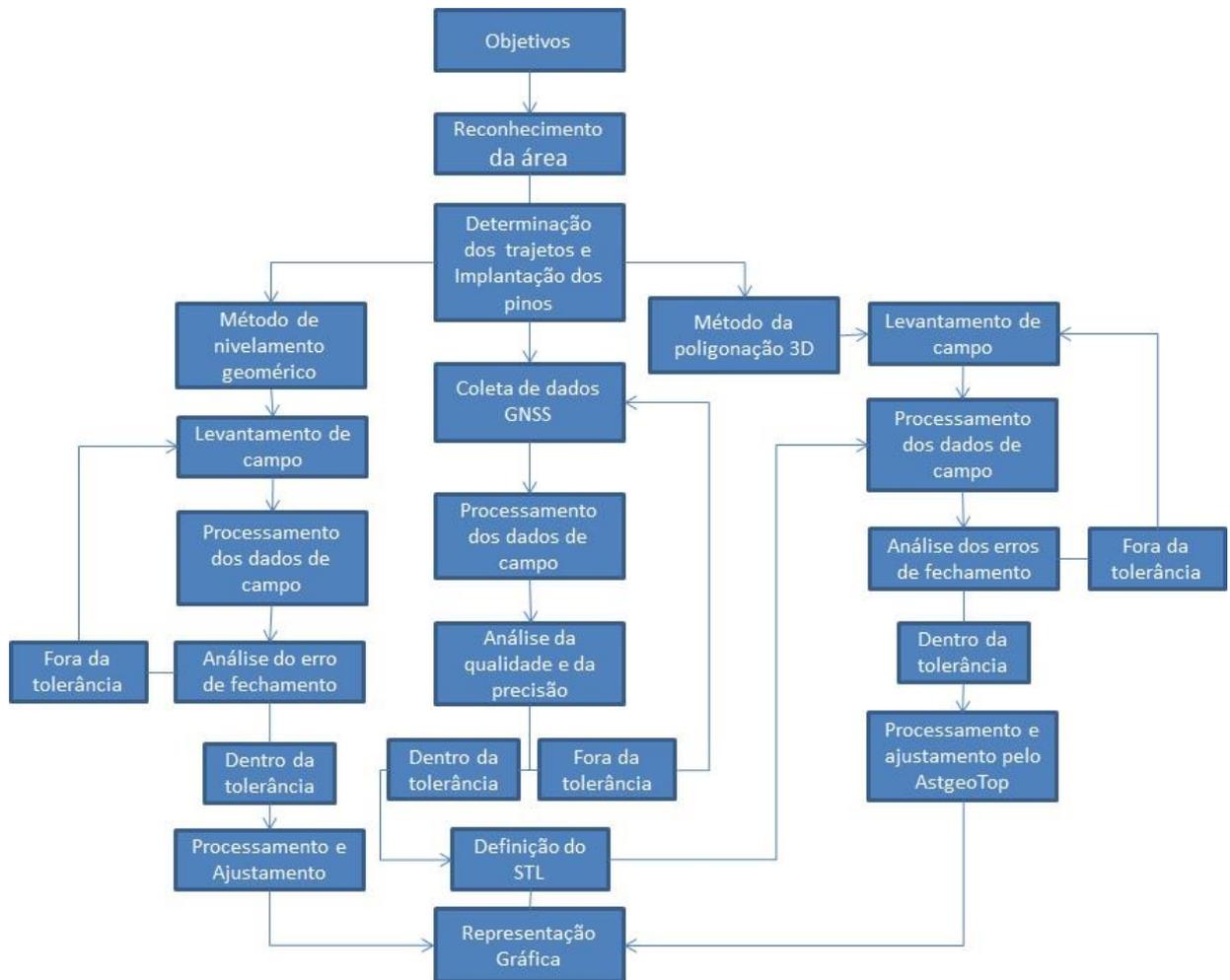
Para o processamento de dados foram utilizados um computador *desktop* com os *softwares* AstGeoTop (GARNÉS, 2014), módulos de Levantamentos Planimétrico, Planialtimétrico e Transporte de coordenadas, e *Topcon Tools 8.2*, os

programas Excel para o cálculo e processamento dos dados e *software* de processamento de dados SIG, QGIS 2.18 para a representação visual das RRNN implantadas em campo, bem como os vértices da poligonal implantada.

### 5.3 METODOLOGIA DE LEVANTAMENTO DE CAMPO

A densificação de uma malha de pontos materializados por meio de processos topográficos em uma superfície possui diferentes etapas, desde a implantação física dos pinos e hastes no solo, procedimentos técnicos com equipamentos analógicos e/ou digitais, realização dos cálculos para obtenção de resultados e processos de análises estatísticas de certa complexidade para determinar a confiabilidade dos resultados. O levantamento de campo foi planejado para ser realizado em diferentes etapas de coleta de dados. O fluxograma apresentado na Figura 13, exibe a ordem dos levantamentos elaborados de forma sucinta, além das etapas de cada processo. Em primeira instância se faz o reconhecimento da área de estudos, predeterminando os pontos de interesse e locais dos vértices de apoio, isto para as três campanhas de levantamentos pretendidas. O reconhecimento da área, apesar de parecer bem generalizado, é particular a cada processo, ou seja, para cada tipo de levantamento um reconhecimento e um caminho foram determinados. Os processos foram realizados na seguinte ordem, primeiro o nivelamento geométrico de alta precisão, contendo os processos de ajuste de dados por diferentes metodologias e para as diferentes campanhas realizadas, em seguida a determinação da estrutura tridimensional, onde os vértices de apoio imediato foram definidos e rastreados, seguidos dos ajustes realizados em *softwares* e dos cálculos para elaboração do STL, e por último o levantamento por poligonação 3D com centragem forçada, realizados para atribuir coordenadas locais para as novas RRNN. A Figura 13 apresenta um fluxograma contendo as ordens dos levantamentos realizados.

**Figura 13 - Metodologia para a densificação e análise de estruturas geodésicas planialtimétricas.**



Fonte O Autor

Partindo do reconhecimento da área e da definição dos caminhos e objetivos a serem alcançados, para cada levantamento foram fixados vértices em meio físico e estabelecida a ordem que deveriam acontecer, começando pelo nivelamento geométrico, em seguida o levantamento por GNSS e finalizando com a poligonação 3D. Todos os levantamentos tiveram como apoio vértices pertencentes à estrutura geodésica preexistente e/ou implantados durante esta dissertação. Ao término de cada etapa os dados de campo foram processados seguindo as metodologias pertinentes ou por utilização de programas apropriados e posteriormente ajustados. Após processados e ajustados os resultados podem ser utilizados para gerar produtos cartográficos baseados nas informações da área de estudos.

#### 5.4 DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS ALTIMÉTRICAS: LEVANTAMENTO COM NÍVEL DIGITAL – MÉTODO DO NIVELAMENTO GEOMÉTRICO DE ALTA PRECISÃO

O levantamento teve início na RNSF localizada na Rua São Francisco nas proximidades da Igreja de mesmo nome. A régua de ínvar foi cuidadosamente posicionada sobre um pino de formato esférico, que caracteriza a RN, mantendo-a equilibrada sobre este por um operador. Logo em seguida, foi estabelecida a posição de vante, ponto seguinte a ser medido no lance, equidistante ao nível digital e a RNSF. O nível foi devidamente posicionado sobre um tripé de madeira e horizontalizado. Para se marcar a posição do ponto de vante foi posicionada uma sapata no local que além de marcar a posição das leituras realizadas serve para se apoiar a régua de ínvar entre os lances até que se feche o circuito. A Figura 14, exhibe o procedimento realizado, onde se vê um operador equilibrando a régua sobre a RNSF, estação de ré, mais a frente, a configuração se repete sendo que desta vez sobre o ponto de vante, caracterizado por uma sapata.

**Figura 14 - Lance inicial de nivelamento geométrico a partir da RNSF. Rua Ladeira de São Francisco - Olinda. Foto 14/10/16**



**Fonte O Autor**

É recomendada a utilização de um tripé extra para apoio do operador com a régua de ínvar para que este consiga manter a posição por mais tempo e com menos desgaste físico. É importante que a mira de ínvar quando posicionada para a leitura tenha o mínimo de trepidação possível, visto que qualquer oscilação pode ser detectada pelo nível que possui precisão muito alta. A cada série de leituras o

operador permanecia com a régua parada sobre a RN ou sapata em questão e só ao fim do processo, quando confirmada a mudança de uma posição para outra seguinte a régua era erguida. Este cuidado é necessário para minimizar possíveis alterações nas leituras, caso qualquer imprevisto aconteça no momento em que sejam executadas as leituras. A Figura 15, exhibe o manuseio e posicionamento na régua de ínvar para que se realize a leitura do instrumento.

**Figura 15 - Operador equilibrando régua de ínvar. Ladeira de São Francisco-Olinda-PE.**

**Foto: 22/10/15.**



**Fonte O Autor**

O nível digital foi configurado para realizar uma série de quatro (4) leituras consecutivas, sendo a leitura média adotada como valor final a ser anotado em caderneta. Para cada lance de nivelamento geométrico duas séries de leituras eram realizadas para cada ponto de ré e vante, este processo era necessário para se detectar quaisquer alterações que por ventura venham a alterar os valores de leitura apresentados pelo equipamento, tais como variação térmica do ambiente, força do vento, passagem de pedestres e veículos entre outros. Sendo detectada qualquer alteração no momento da leitura pelo nível digital que ultrapassasse a amplitude de  $6 \times 10^{-6} \text{m}$  entre as 4 leituras, uma nova série deveria ser repetida até que a amplitude entre as 4 leituras estivesse dentro do intervalo de variação esperado. Ao término das leituras dos pontos de ré e vante, se as leituras atendessem às precisões exigidas, o lance era finalizado e era estabelecida uma nova configuração em que o

equipamento era movido para uma posição a frente da sapata de vante, posicionado e horizontalizado e o processo seria repetido como no primeiro lance.

A metodologia descrita era repetida até que o número de lances suficientes fosse atingido para a outra RN, onde a régua seria posicionada diretamente sobre o pino semi-esférico. Ao todo foram necessários três dias de levantamento de campo para finalizar o levantamento de todas as RRNN e fechar os circuitos de nivelamento, que foram realizados em um total de 3 dias, 14,17 e 18 de outubro de 2016.

Em 14 de outubro, as RRNN foram fixadas em solo e um trecho de nivelamento foi realizado partindo da RNSF até a RNCELPE, que se trata de marco geodésico pertencente à CELPE, localizado na Praça Dantas Barreto. No dia 17 de outubro se deu continuidade ao processo partindo da RNCELPE passando pela RNFT, RNCO e fechando o primeiro circuito na RNSC, considerando a linha de nivelamento RNSC e RNSF levantada anteriormente em 2015. No mesmo dia o levantamento continuou partindo RNCO e passando pela RNPRJ, RNISS e finalizando o processo na RNPO. No último dia, 18 de outubro, o nivelamento partiu da RNPO seguindo para a RNPRJ, nas proximidades da RNPO foi integrada ao levantamento uma estação pertencente ao IBGE, estação gravimétrica 8132784, sendo esta denominada de RNIBGE. Após este fato o levantamento seguiu normalmente seguindo para RNPRJ, RNISS, RNNSBH e finalizando na RNPM. As RRNN que foram utilizadas como pontos de fechamento estão relacionadas pelos dados de levantamentos passados e levantados em 2012, 2013 e 2015, pelos quais se pode fechar os demais circuitos de nivelamento.

#### 5.4.1 Processamentos e análises dos resultados

Para a etapa de processamento dos dados se teve o cuidado de utilizar os dados apresentados em, Gama (2008), Souza (2012), Gomes (2013), (SEIXAS *et al.*, 2014), Santana Neto (2015) e Gomes (2017), referenciando a estas RRNN valores de controle para cada circuito levantado. Com base nos erros de fechamento de cada circuito foi realizado o teste de tolerância para o erro de fechamento. As tolerâncias dos respectivos erros de fechamento eram analisadas segundo o resultado obtido pela relação  $p\sqrt{k}$ , onde o valor  $p$  representa a precisão nominal do

equipamento utilizado, que no caso é igual a 0,3 mm, e  $k$  é o comprimento do circuito nivelado em quilômetros. Caso o erro de fechamento encontrado tenha valor inferior ou igual à tolerância calculada, significa que os resultados estão dentro do esperado, logo, o erro poderia ser corrigido segundo a metodologia adequada, em caso contrário o levantamento deveria ser realizado novamente. A Tabela 4 apresenta o número do circuito, a sequência das linhas de nivelamento levantadas que o compõem, o perímetro em metros, o erro de fechamento e a tolerância para cada circuito. Nas Tabelas 4 à 8 são apresentados os valores das altitudes obtidas em campo e compensadas além das discrepâncias entre estas, os circuitos podem ser conferidos na Figura 16.

**Tabela 4 - Erro de fechamento dos circuitos nivelados.**

<b>Circuitos</b>	<b>Linhas</b>	<b>Perímetro (m)</b>	<b>Erro (mm)</b>	<b>Tolerância (mm)</b>
<b>7</b>	<i>I15, I21, I22, I23, I24</i>	1946,525	-0,22	± 4,19
<b>8</b>	<i>I12, I13, I24, I25, I28</i>	1514,775	1,02	± 3,68
<b>9</b>	<i>I26, I27, I28</i>	1225,360	-0,47	± 3,32
<b>10</b>	<i>II1, I6, I12, I13, I27, I29, I30</i>	1707,570	-3,87	± 3,92

**Fonte O Autor**

**Tabela 5 - Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito 7**

<b>Circuito 7</b>			
<b>RRNN</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>Alt. Comp. (m)</b>	<b>Disc. (m)</b>
<b>RNSF</b>	31,51516	31,515156	0,00000
<b>RNCELPE</b>	5,34115	5,341103	0,000043
<b>RNFT</b>	4,77323	4,773146	0,00009
<b>RNCOR</b>	5,10738	5,107271	0,00011
<b>RNNSC</b>	8,72194	8,721736	0,00021

**Fonte O Autor**

**Tabela 6 - Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito**

<b>Circuito 8</b>			
<b>RRNN</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>Alt. Comp. (m)</b>	<b>Disc. (m)</b>
<b>RNSP</b>	12,72261	12,722610	0,000000
<b>RNIBGE</b>	23,49548	23,495555	-0,00008
<b>RNPRJ</b>	3,84741	3,847635	-0,00022
<b>RNCOR</b>	5,10683	5,107205	-0,00037
<b>RNNSC</b>	8,72139	8,721446	-0,00005

**Fonte O Autor**

Tabela 7 - Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito

<b>Circuito 9</b>			
<b>RRNN</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>Alt. Comp. (m)</b>	<b>Disc. (m)</b>
<b>RNIBGE</b>	23,49555	23,49555	-0,00000
<b>RNPRJ</b>	3,84748	3,84775	-0,00027
<b>RNISS</b>	2,46684	2,466610	0,00023

**Fonte O Autor**

Tabela 8 - Altitudes das RRNN calculadas e compensados para o circuito

<b>Circuito 10</b>			
<b>RRNN</b>	<b>Alt. (m)</b>	<b>Alt. Comp. (m)</b>	<b>Disc. (m)</b>
<b>RNSP</b>	12,72261	12,722610	0,000000
<b>RNPO</b>	23,54841	23,547889	0,00052
<b>RNISS</b>	2,46617	2,465116	0,00105
<b>RNNSBH</b>	5,78363	5,781598	0,00203
<b>RNPM</b>	19,05984	19,055965	0,00387

**Fonte O Autor**

Os resultados obtidos para os circuitos nivelados, Tabela 4 à 8, foram obtidos pelo método proporcional à distância, visto que os resultados encontrados estão todos dentro do critério de aceitação, como pode ser visto na Tabela 3. A numeração dos circuitos levantados para esta dissertação tem início a parti do circuito 7 pois corresponde a ordem crescente de circuitos até a presente data, assim como a numeração de linhas observadas.

#### 5.4.2 Ajustamento das observações para todas as épocas de levantamento

Para a etapa de ajustamento das observações, se teve o foco de ajustar não somente as novas RRNN, mas sim toda a estrutura com base em um ponto de controle de responsabilidade do IBGE. Esta RN foi utilizada desde a primeira campanha de nivelamento realizada e nesta dissertação será tratada como RN394D. Em Souza (2012), a RNSP foi tomada como inunção para o ajustamento por conta da localização da RN394D, que se encontra no alto da escadaria de acesso à Igreja de São Pedro, o que dificulta o seu acesso por meio de nivelamento geométrico. Já em Seixas *et al.* (2014), a estrutura passou por um novo processamento e foi

reajustada em relação à RN394D, e logicamente o ajustamento foi referente às RRNN implantadas no ano de 2011. Para esta dissertação os dados de todas as pesquisas foram integrados e ajustados pelo método do MMQ com ressalva de algumas adaptações, como o caso da RNPO, implantada em Gomes (2013), a qual se optou nesta dissertação por ignorar em vista de outra estação levantada na linha entre a RNPO até a RNPRJ, a estação gravimétrica 8132784, de responsabilidade do IBGE, denominada nesta dissertação como RNIBGE.

Assim ao se unificar os dados de nivelamento e completar os circuitos com os respectivos desníveis observados foi possível gerar uma malha geral contendo as campanhas de nivelamento realizadas até o momento como pode ser visto na Figura 16. As setas indicam o sentido em que o desnível do terreno cresce, as linhas de nivelamento foram numeradas segundo a ordem em que foram realizadas ao longo das campanhas e os algarismos romanos representam o número dos circuitos, também em relação à ordem em que foram estabelecidos ao longo das campanhas.

A Figura 16 apresenta um esboço dos circuitos fechados e suas respectivas linhas, as setas indicam o sentido em que o terreno se eleva. As linhas L5, L20 e L30 possuem uma sobreposição de caminhos, porém não são ligadas entre si, são caminhos distintos que se conectam à RNPM. A L11 está destacada em vermelho em vista de um erro grosseiro detectado em Souza (2012), que resultou na exclusão desta observação, porém esta numeração de linha de nivelamento continuará sendo contabilizada.



Utilizando-se dos dados apresentados na Tabela 9 foi possível se realizar o ajustamento das observações pelo modelo paramétrico e pelo método dos correlatos. No tópico seguinte serão expostos os procedimentos para tal ajuste das observações.

### Método dos Mínimos Quadrados: modelo dos correlatos

Para ambos os modelos de ajustamento, o vetor das observações possui dimensão  $[Lb]_{29 \times 1}$ , em vista da exclusão da linha L11, que corresponde ao número de desníveis observados, e o número de incógnitas do sistema é igual a 19, este é o número de RRNN que se deseja conhecer, o que resulta em um grau de liberdade  $gl = n - u = 10$ . A RN394D foi definida como sendo fixa para o sistema com altitude igual a 15,9082 m fornecida pelo IBGE em 21/04/2007, data da última atualização. Relacionando os desníveis da Tabela 8 com as linhas de nivelamento apresentadas da Figura 16 pode-se entender que as equações de condição para o modelo dos correlatos são dadas pelas Equações de número 56 à 65.

$$-l1 + l2 - l7 - v1 + v2 - v7 = 0 \quad (56)$$

$$-l6 + l7 + l8 - v6 + v7 + v8 = 0 \quad (57)$$

$$l3 - l4 - l5 - l8 + v3 - v4 - v5 - v8 = 0 \quad (58)$$

$$-l5 + l9 - l10 - v5 + v9 - v10 = 0 \quad (59)$$

$$l1 + l6 + l9 - l12 - l13 - l14 + v1 + v6 + v9 - v12 - v13 - v14 = 0 \quad (60)$$

$$-l1 - l6 + l15 + l16 + l17 - l18 + l19 - l20 - v1 - v6 + v15 + v16 + v17 - v18 + v19 - v20 = 0 \quad (61)$$

$$-l15 + l21 + l22 - l23 - l24 - v15 + v21 - v22 + v23 - v24 = 0 \quad (62)$$

$$l12 + l13 + l24 + l25 - l28 + v12 + v13 + v24 + v25 - v28 = 0 \quad (63)$$

$$l26 - l27 + l28 + v26 - v27 + v28 = 0 \quad (64)$$

$$l1 + l6 - l12 - l13 + l27 - l29 - l30 + v1 + v6 - v12 - v13 + v27 - v29 - v30 = 0 \quad (65)$$

No conjunto de equações exibidas os valores de  $li$  e  $vi$  representam os desníveis observados e os resíduos em cada linha levantada, respectivamente. O sinal  $\pm$  é relacionado ao sentido adotado para o do circuito que é reflexo da equação de condição. Estes valores podem ser calculados segundo a Equação 66:

$$BV + W = 0 \quad (66)$$



tem-se que as observações são independentes entre si, logo a matriz será uma matriz diagonal e os elementos que a compõem são dados pelo inverso das precisões dos circuitos nivelados,  $\sigma^2 = 0,3mm\sqrt{k} = (9 \times 10^{-8})k$ , logo tem-se a Equação 67.

$$P^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & \dots & 0 \\ \frac{1}{\sigma_1^2} & \dots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \frac{1}{\sigma_n^2} \end{bmatrix} \quad (67)$$

O valor *a priori* em geral é usualmente dado como sendo igual à 1, mas para circuitos de nivelamento geométrico costuma-se utilizar o valor de sigma-priori igual ao quadrado da precisão do equipamento utilizado, que resulta em um valor de  $\sigma_0^2 = 9 \times 10^{-8}$ .

#### **Método dos Mínimos Quadrados: modelo paramétrico**

O ajustamento das observações pelo modelo paramétrico utiliza o vetor de observações  $Lb$ , o número de incógnitas  $u$  e o grau de liberdade do sistema  $S$ . são os mesmos que os do modelo dos correlatos. O modelo matemático que define a função do ajustamento,  $F(b) = Lb$ , é o valor observado para cada linha levantada,  $\Delta h$  apresentado na Tabela 9, e a matriz dos pesos ( $P$ ) é a matriz diagonal composta pelo inverso das variâncias de cada linha observada e o valor da variância da unidade de peso *a priori* utilizado foi de  $\sigma_0^2 = 9 \times 10^{-8}$ . A matriz  $A$ , Equação 68, é composta pelos coeficientes das derivadas parciais do vetor de observação ( $Lb$ ) em relação a cada incógnita do sistema, RRNN levantadas.



um valor a posteriori de  $2,2816945 \times 10^{-6}$ , com um grau de liberdade igual a 10 resultou em valor para o Qui-quadrado dado pela Equação 43 vista anteriormente.

$$\chi^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \cdot S = 253,522$$

Sendo  $\chi^2$  teórico com  $\alpha=5\%$  tem-se que para o teste bilateral os intervalos de aceitação são de:

$$\begin{aligned} 0,5\alpha &= 0,025 \rightarrow \chi_{10;0,025}^2 = 3,247 \\ 1 - 0,5\alpha &= 0,975 \rightarrow \chi_{10;0,975}^2 = 20,483 \end{aligned}$$

Com base no valor encontrado para o Qui-quadrado calculado, e nos intervalos de aceitação, pode-se constatar que o ajustamento apresenta resultados que não atendem aos critérios de aceitação, visto que a hipótese nula ( $H_0$ ) é rejeitada a um nível de significância de 5%, Equação 44.

$$\begin{aligned} \chi_{v,\frac{\alpha}{2}}^2 &< \chi^{*2} < \chi_{v,1-\frac{\alpha}{2}}^2 \\ 3,247 &< 253,522 < 20,483 \end{aligned}$$

Desta forma, o ajustamento não deve ser aceito pois existem erros envolvidos, tais como um modelo funcional que não representa a realidade física, uma má ponderação da matriz variância-covariância das observações ou a existência de erros grosseiros no ajustamento. Por estes motivos, fez-se necessário a aplicação de um teste para detecção de erros grosseiros, que para esta dissertação foi o teste *data snooping* de Baarda (BAARDA, 1968).

Para aplicar o método deve-se ter conhecimento dos resíduos do ajustamento bem como da Matriz Variância-Covariância, pois neste método calculam-se as correções normalizadas segundo a Equação 69 (BAARDA, 1968).

$$W = \frac{C^t P \cdot V}{\sqrt{C^t P \cdot \Sigma V \cdot P \cdot C}} \quad (69)$$

Onde  $C$  é o vetor coluna composto por elementos unitários para as observações a serem testadas e zero para os demais termos.

$$C = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

Quando a Matriz Variância-Covariância das observações é diagonal, pode-se calcular o valor de  $W$  para cada observação com base na correção não normalizada  $W_i$ , no resíduo  $v_i$  e no desvio padrão  $\sigma_{v_i}$  da  $i$ -ésima observação.

Considerando que a Matriz Variância-Covariância dos resíduos deve ser calculada usando o fator de variância a priori, têm-se a Equação 70:

$$\Sigma V = \sigma_0^2 P^{-1} B^T M^{-1} B \cdot P^{-1} \quad (70)$$

Inserindo os valores da Equação 70 na Equação 69, o teste de Baarda, juntamente com as matrizes  $P$ ,  $V$  e  $C$  foi possível determinar os valores de  $W$  para cada observação.

$$W1 = 2,2103605$$

$$W2 = -2,6591540$$

$$W3 = -4,9363210$$

$$W4 = 4,9363210$$

$$W5 = 4,9276406$$

$$W6 = 4,7615033$$

$$W7 = -2,5828919$$

$$W8 = -0,8792994$$

$$W9 = 5,2956890$$

$$W10 = 1,2325171$$

$$W12 = 3,6565713$$

$$W13 = 3,6565713$$

$$W14 = -9,0236729$$

$$W15 = 1,3189147$$

$$W16 = 0,0717199$$

$$W17 = 0,0717199$$

$$W18 = -0,0717199$$

$$W19 = 0,0717199$$

W20 = -0,0717199  
 W21 = -1,4591196  
 W22 = -1,4591196  
 W23 = 1,4591196  
 W24 = 3,9405267  
 W25 = 3,5548539  
 W26 = 0,5188551  
 W27 = -10,1439199  
 W28 = -2,6843660  
 W29 = 12,4913758  
 W30 = 12,4913758

Para declarar a não rejeição de uma hipótese é necessário comparar o valor teórico do gráfico da área sob a curva normal reduzida  $(-\frac{N_{a_0}}{2}, \frac{N_{a_0}}{2})$  com o valor obtido para cada  $W_i$ . Sendo  $\alpha$  o nível de significância utilizado para o ajustamento e  $n$  o número de observações realizadas, tem-se que  $a_0$  será dado pela Equação 71:

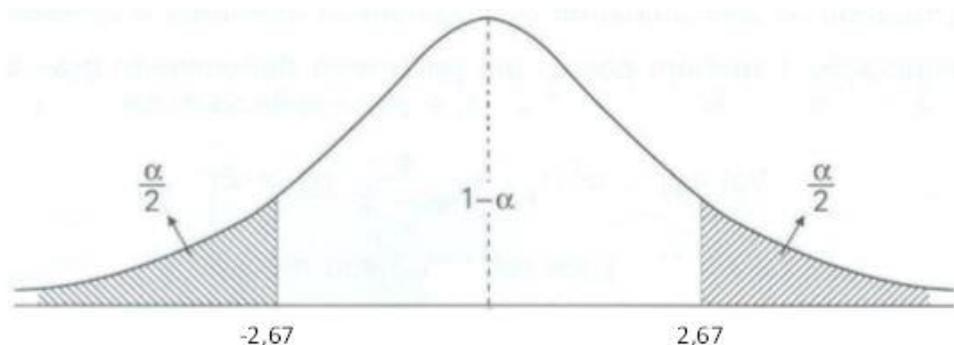
$$\frac{\alpha}{n} = a_0 \rightarrow a_0 = \frac{0,05}{29} = 0,0017 \quad (71)$$

A região de rejeição para o teste =  $2 \times 0,0017 = 0,0034$

A região de aceitação para o teste =  $1 - 0,0034 = 0,9966$

Logo, a região de aceitação dada pelo gráfico sob a curva normal reduzida está no intervalo de  $(-2,67 ; 2,67)$ . Na Figura 17 é apresentado o gráfico que apresenta a região determinada.

**Figura 17 - Gráfico da distribuição normal**



Fonte O Autor

A hipótese básica não é rejeitada a um determinado nível de significância caso  $-2,67 < W_i < 2,67$ . Se por ventura o valor de  $W_i$  estiver fora do intervalo a observação  $i$  contém erro grosseiro. Detectado mais de uma observação com erro será eliminada a que representar a maior estatística, pois o teste é unidimensional. O teste deve ser repetido até que todas as observações com erro sejam eliminadas.

Como pode ser verificado existem 14 valores ao todo na região de rejeição, porém como o teste é unidimensional será eliminada aquela que possuir maior estatística, que neste caso foi a observação  $|W_{30}|$  que corresponde à linha de nivelamento L30. Com isso a observação foi retirada e foi realizado um novo ajustamento.

### Novo Ajustamento

Após eliminar a observação com maior estatística foi repetido o processo de ajustamento seguindo os mesmos procedimentos anteriores, porém o número de observações para este novo processo é de  $n=28$  observações, e o número de incógnitas do sistema passa a ser de  $u=19$ , que nos dá um valor para o grau de liberdade  $gl=9$ . Outro fator importante é que o circuito 10, o qual pertencia a L30, deixou de ser um circuito fechado, em vista disso o ajustamento foi realizado em relação somente ao método paramétrico, que por sua vez não prejudica os resultados do ajustamento. O valor de sigma *a priori* permaneceu como sendo  $\sigma_0^2 = 9 \times 10^{-8}$ . Para o segundo ajustamento os resultados encontrados foram os seguintes.

$$\hat{\sigma}_0^2 = 9,74526 \times 10^{-7}$$

$$\chi^{*2} = 97,4526$$

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v, 1 - \frac{\alpha}{2}}^2$$

$$2,700 < 97,4526 < 19,023$$

Mais uma vez a hipótese básica é rejeitada a um nível de significância  $\alpha=5\%$  devido a possíveis erros nas leituras. Porém, desta vez optou-se por não eliminar uma possível observação, e sim por alterar o valor de sigma *a priori*. Como este foi arbitrado em função da precisão do equipamento e por se tratar de um valor muito

pequeno, 0,3 mm, a probabilidade de uma superestimação das medidas por conta da precisão do equipamento, e este fator pode estar influenciando os resultados. Por conta destes fatores foram realizados novos ajustamentos tomando como referência valores de precisão de 0,5 mm e 1 mm.

Para um valor *a priori* de 0,5 mm, os resultados foram:

$$\hat{\sigma}_0^2 = 9,74526 \times 10^{-7}$$

$$\chi^{*2} = 35,0829$$

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v, 1 - \frac{\alpha}{2}}^2$$

$$2,700 < 35,0829 < 19,023$$

Logo, a hipótese básica é rejeitada a um nível de significância  $\alpha = 5\%$  para um valor *a priori* de 0,5 mm. Para o último teste com um valor *a priori* de 1 mm os resultados encontrados foram:

$$\hat{\sigma}_0^2 = 9,74526 \times 10^{-7}$$

$$\chi^{*2} = 8,7707$$

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v, 1 - \frac{\alpha}{2}}^2$$

$$2,700 < 8,7707 < 19,023$$

Logo, a hipótese básica não é rejeitada a um nível de significância  $\alpha=5\%$  pois o Qui-quadrado calculado está dentro do intervalo de aceitação e, com base nestes dados, foram gerados resultados das observações ajustadas para os circuitos de nivelamento realizados em Olinda. Simultaneamente para os valores ajustados foram realizadas as propagações das co-variâncias para obter o desvio padrão de cada observação. A Tabela 11 é composta pelos valores das observações ajustadas, o desvio padrão das observações, e as distâncias em quilômetros das linhas niveladas.

**Tabela 11: Valores das observações ajustadas e seus respectivos desvios padrão**

Linha	La (m)	$\sigma$ (mm)	D (Km)	Linha	La	$\sigma$ (mm)	D (Km)
L1	7,1861	$\pm 0,34$	0,260745	L16	19,7390	$\pm 0,46$	0,288595

<b>L2</b>	9,8169	±0,33	0,217665	<b>L17</b>	3,8136	±0,48	0,308385
<b>L3</b>	9,0340	±0,36	0,269565	<b>L18</b>	24,8636	±0,46	0,280565
<b>L4</b>	7,6612	±0,27	0,096275	<b>L19</b>	0,5518	±0,15	0,02666
<b>L5</b>	0,8516	±0,28	0,153575	<b>L20</b>	11,6956	±0,60	0,590245
<b>L6</b>	3,1520	±0,32	0,216045	<b>L21</b>	26,1740	±0,49	0,379875
<b>L7</b>	2,6308	±0,31	0,232865	<b>L22</b>	0,5679	±0,49	0,37905
<b>L8</b>	0,5212	±0,31	0,29186	<b>L23</b>	0,3342	±0,40	0,21533
<b>L9</b>	12,8493	±0,29	0,15623	<b>L24</b>	3,6148	±0,33	0,164455
<b>L10</b>	11,9977	±0,30	0,186975	<b>L25</b>	1,2604	±0,49	0,44414
<b>L11</b>	-	-	-	<b>L26</b>	1,3817	±0,49	0,546885
<b>L12</b>	4,0002	±0,38	0,22225	<b>L27</b>	21,0295	±0,40	0,246915
<b>L13</b>	10,7723	±0,38	0,23731	<b>L28</b>	19,6477	±0,43	0,45134
<b>L14</b>	8,4148	±0,41	0,298495	<b>L29</b>	3,3165	±0,61	0,430995
<b>L15</b>	22,7929	±0,47	0,40391	<b>L30</b>	-	-	-

Fonte O Autor

Na Tabela 12 são apresentadas as altitudes das RRNN e o desvio padrão.

**Tabela 12: Altitudes ajustadas e seus desvios padrão**

<b>RN</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b><math>\sigma</math> (mm)</b>
<b>RNSP</b>	12,72234	±0,48
<b>RNSC</b>	8,722118	±0,34
<b>RNLSE</b>	18,53901	±0,31
<b>RNLM</b>	27,57301	±0,42
<b>RN7E</b>	19,91180	±0,39
<b>RNPM</b>	19,06018	±0,32
<b>RNMR</b>	31,90948	±0,40
<b>EGIBGE</b>	23,49469	±0,48
<b>RNSF</b>	31,51497	±0,56
<b>RNSE</b>	51,25395	±0,65
<b>RNNSM</b>	55,06755	±0,68
<b>RNNSA</b>	30,20398	±0,66
<b>RNCOSPLAN</b>	30,75583	±0,65
<b>RNCELPE</b>	5,341011	±064
<b>RNFT</b>	4,773141	±0,58
<b>RNCOR</b>	5,107317	±0,46
<b>RNPRJ</b>	3,846941	±0,57
<b>RNISS</b>	2,465202	±0,60
<b>RNNSBH</b>	5,781684	±0,86

Fonte O Autor

Analisando os resultados pode-se perceber que os desvios padrão das observações estão na ordem de décimo de milímetros, sendo o menor valor, em

módulo, da RNLSE e o maior da RNNSBH. Os resultados são baseados em uma única injeção, a RN394D, logo todas as RRNN foram ajustadas em relação à altitude desta, unificando todas as campanhas em uma única, restando apenas realizar um último ajustamento, neste tomando como observação somente as RRNN referentes às campanhas realizadas após a época de 2011.

#### 5.4.3 Ajustamento das observações para as épocas posteriores a 2011.

No ajustamento anterior todas as campanhas de épocas diferentes foram ajustadas ou reajustadas em relação à RN394D. Para esta dissertação e para a confrontação de análise dos resultados foi realizado um segundo ajustamento, este tomando como referência todas as RRNN levantadas na primeira campanha de nivelamento geométrico de alta precisão descritas em (SOUZA, 2012), considerando estas como fixas e ajustando as campanhas realizadas em (GOMES e SEIXAS, 2013), (SANTANA NETO, 2015) e (GOMES, 2015) e as levantadas em 2016 nesta dissertação.

Os métodos e procedimentos utilizados foram os mesmos aplicados no capítulo 5.4.2, sendo que o número de observações é diferente, o que influencia diretamente no grau de liberdade do sistema. Dos 10 circuitos existentes na região foram ajustados os circuitos de número cinco (5), L1, L6, L9, L12, L13, L14, circuito seis (6), L1, L6, L15, L16, L17, L18, L19, L20, circuito sete (7), L15, L21, L22, L23, L24, circuito oito (8), L12, L13, L24, L25, L28, circuito nove (9), L26, L27, L28 e o circuito dez (10), L1, L6, L12, L13, L27, L29, L30. As linhas L1 à L11 são os desníveis ajustados na campanha de (SOUZA, 2012), as linhas de L12 à L30 são as observações a serem ajustadas. As linhas de nivelamento podem ser conferidas na Figura 16,

Adotou-se como precisão para o levantamento o valor de 1 mm, mesmo valor o qual gerou os resultados passados, e como valor a priori para o ajustamento um sigma de  $\sigma_0^2 = 1 \times 10^{-6}$ . O ajustamento foi realizado pelos métodos paramétricos e correlatos. As injeções utilizadas para este ajustamento foram as referências, RNSC, RNPM e RNMR, as demais RRNN da campanha de Souza (2012), não são utilizadas pelo fato de não estarem contidas nos circuitos a serem ajustados,

somente as referências de nível citadas anteriormente as quais as altitudes ajustadas são apresentadas na Tabela 13, (SOUZA, 2012).

**Tabela 13 - Valores ajustados das inunções utilizadas no ajustamento.**

Ref. Nível	Altitude h (m)
RNSC	8,7224
RNPM	19,0598
RNMR	31,9088

**Fonte Souza (2012)**

O número de observações do novo ajustamento é de  $n=19$ , e o número de incógnitas do sistema é de  $u=13$ , que resulta em um grau de liberdade  $gl=6$ . O vetor  $W$  referente ao erro de fechamento de cada circuito é apresentado na Tabela 14.

**Tabela 14: Erro de fechamento dos circuitos nivelados.**

Circuito	Erro (mm)
C5	-1,18
C6	0,16
C7	0,74
C8	-1,65
C9	-0,54
C10	3,92

**Fonte O Autor**

O teste do Qui-quadrado realizado para verificar a qualidade do ajustamento, assim como no teste anterior, apresentou indícios de valores discrepantes em relação à precisão do levantamento. Logo, foi aplicado novamente o teste *data snooping* de Baarda para detecção de erros grosseiros (BAARDA, 1968). Sendo assim, foram calculados os valores para as Equações 67 e 68, referentes ao teste de Baarda, e obtido o valor dos limites da área sob a curva normal reduzida  $(-\frac{N_{a0}}{2}, \frac{N_{a0}}{2})$  como pode ser constatado a seguir.

Para o valor de Qui-Quadrado calculado se obteve o valor de, Equação 43:

$$\chi^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \cdot S = 21,80694$$

Para um grau de liberdade igual a 6 os valores do intervalo de confiabilidade de 5% são de  $\frac{\alpha}{2} = 1,237$  e  $1 - \frac{\alpha}{2} = 14,449$ , logo, a hipótese básica não é aceita pois pela Equação 45.

$$\chi_{v,\frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v,1-\frac{\alpha}{2}}^2$$

$$1,237 < 21,80694 < 14,449$$

Os valores  $W_i$ , resultantes do teste de Baarda, para as linhas L12 à L30 são:.

W12=0,26453  
 W13=0,26453  
 W14=-3,35661  
 W15=0,20713  
 W16=-0,21668  
 W17=-0,21668  
 W18=0,2166768  
 W19=-0,21668  
 W20=0,21668  
 W21=-0,43633  
 W22=-0,43633  
 W23=0,43633  
 W24=1,53378  
 W25=1,49502  
 W26=0,31631  
 W27=-3,18215  
 W28=-1,07657  
 W29=3,66597  
 W30=3,66597

O teste é baseado em uma análise unidimensional onde será eliminada a amostra que apresentar maior estatística em relação ao intervalo de aceitação estipulado. Para o intervalo encontrado os valores são da dos pela Equação 69.

$$\frac{\alpha}{n} = a_0 \rightarrow a_0 = \frac{0,05}{19} = 0,0026 \quad (69)$$

A região de rejeição para o teste =  $2 \times 0,00263 = 0,00526$

A região de aceitação para o teste =  $1 - 0,0052 = 0,99474$

Logo, a região de aceitação dada pelo gráfico sob a curva normal reduzida está no intervalo de  $(-2,56 ; 2,56)$ , assim o valor de  $W_i$  que apresentar o maior valor em relação ao intervalo dado deve ser eliminado e o ajustamento realizado novamente. Das 19 observações 4 apresentaram indícios de erros nas leituras sendo a leitura L30 a que apresentou maior estatística, sendo esta retirada e o processo realizado novamente com um número de observações  $n=18$  e o número de incógnitas  $u=13$  que resulta em um grau de liberdade  $gl=5$ . Os valores de precisão do ajustamento são os mesmos da primeira tentativa e os modelos de ajustamento os mesmos. Para o valor encontrado de sigma *a posteriori* de  $\hat{\sigma}_0^2 = 1,67352 \times 10^{-6}$  têm-se:

$$\chi^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} \cdot S = 8.36765$$

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi^{*2} < \chi_{v, 1 - \frac{\alpha}{2}}^2$$

$$0,831 < 8.36765 < 12,833$$

Assim a hipótese básica não é rejeitada a um nível de significância de 5% para o ajustamento realizado. As altitudes e os desníveis ajustados assim como os respectivos desvios padrão são apresentados nas Tabelas 15 e 16.

**Tabela 15: Altitudes ajustadas e seus respectivos desvios padrão.**

RRNN	H (m)	$\sigma$ (mm)
RNSP	12,72238	$\pm 0,50$
RNEGIBGE	23,49448	$\pm 0,50$
RNSF	31,51513	$\pm 0,64$
RNSE	51,25400	$\pm 0,81$
RNNSM	55,06749	$\pm 0,87$
RNNSA	30,20382	$\pm 0,82$
RNCOSPLAN	30,75566	$\pm 0,81$
RNCELPE	5,34118	$\pm 0,77$
RNFT	4,77332	$\pm 0,67$
RNCOR	5,10750	$\pm 0,46$
RNPRJ	3,84688	$\pm 0,66$
RNISS	2,46504	$\pm 0,71$
RNNSBH	5,78152	$\pm 1,11$

Fonte O Autor

Tabela 16: Valores das observações ajustadas e seus respectivos desvios padrão.

De	Para	La	$\sigma$ (mm)
RNSC	RNSP	3,99998	$\pm 0,50$
RNSP	RNIBGE	10,77209	$\pm 0,51$
RNIBGE	RNMR	8,41432	$\pm 0,50$
RNSC	RNSF	22,79273	$\pm 0,64$
RNSF	RNSE	19,73887	$\pm 0,64$
RNSE	RNNSM	3,81349	$\pm 0,65$
RNNSA	RNNSM	24,86367	$\pm 0,63$
RNNSA	RNCOSPLAN	0,55183	$\pm 0,21$
RNPM	RNCOSPLAN	11,69586	$\pm 0,81$
RNCELPE	RNSF	26,17395	$\pm 0,68$
RNFT	RNCELPE	0,56786	$\pm 0,68$
RNFT	RNCOR	0,33418	$\pm 0,55$
RNCOR	RNSC	3,6149	$\pm 0,46$
RNPRJ	RNCOR	1,26062	$\pm 0,65$
RNISS	RNPRJ	1,38185	$\pm 0,67$
RNISS	RNIBGE	21,02944	$\pm 0,56$
RNPRJ	RNIBGE	19,64759	$\pm 0,59$
RNISS	RNRBH	3,31648	$\pm 0,85$

Fonte O Autor

Por fim, na Tabela 17 são apresentados os valores das discrepâncias ao se realizar o ajustamento para as duas metodologias aplicadas, a primeira em relação ao primeiro ajustamento, e a segunda em relação à campanha de (SOUZA, 2012).

Tabela 17: Discrepâncias entre as altitudes ajustadas.

RRNN	H (m)	H (m)	disc. (mm)
RNSP	12,72238	12,72234	0,04
RNEGIBGE	23,49448	23,49469	-0,21
RNSF	31,51513	31,51497	0,16
RNSE	51,25400	51,25395	0,05
RNNSM	55,06749	55,06755	-0,06
RNNSA	30,20382	30,20398	-0,16
RNCOSPLAN	30,75566	30,75583	-0,17
RNCELPE	5,34118	5,341011	0,17
RNFT	4,77332	4,773141	0,18
RNCOR	5,1075	5,107317	0,18
RNPRJ	3,84688	3,846941	-0,06
RNISS	2,46504	2,465202	-0,16
RNNSBH	5,78152	5,781684	-0,16

Fonte O Autor

Como pode ser comprovado as metodologias para o ajustamento da rede de nivelamento geométrico de alta precisão apresentaram diferenças muito pequenas em relação as situações de ajustamento distintas utilizadas com valores não superiores a milímetros de diferença entre os ajustamentos.

## 5.5 DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS TRIDIMENSIONAIS: LEVANTAMENTO COM GNSS: MÉTODO DE POSICIONAMENTO RELATIVO ESTÁTICO

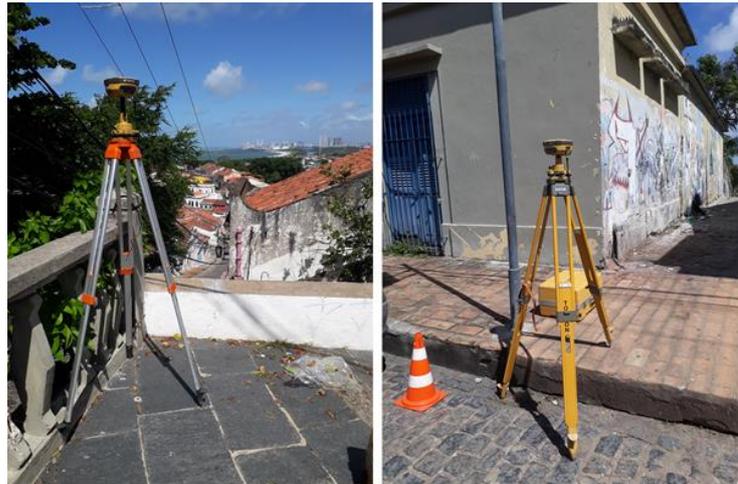
A campanha de coleta de dados GNSS foi realizada no dia 21 de junho de 2017 e contou com uma equipe de 5 pessoas e 4 receptores, 2 *Hiper lite* e 2 *Hiper V*. Esta campanha foi planejada para determinar os pontos de apoio imediatos para o levantamento 3D. Ao todo 10 pontos foram levantados por essa técnica, sendo dois destes as bases conhecidas, e os demais, pontos de interesse que definem o itinerário das poligonais do tipo 3. Os pontos em questão eram hastes metálicas de 15 cm que foram fixadas em solo e destacados com tinta *spray*.

As hastes foram cravadas em locais abertos, com visibilidade entre si, visando não só uma boa captação do sinal de satélites, mas já prevendo o levantamento seguinte, com estação total. Os oito pontos rastreados pelos receptores *Hiper Lite* + receberam os indicadores também relacionando o nome da região em que se encontraram. Sendo estes denominados de PDB – Praça Dantas Barreto; PDC – Praça do Carmo; PRVR – Praça do Varadouro ; VRPE – Praça do Varadouro com a PE-01; RBHO – Rua da Boa Hora; e R13M – Rua 13 de Maio. Nem todos os pontos desta etapa de levantamento tiveram a necessidade de serem implantados, alguns foram aproveitados de estruturas geodésicas pré-existent, como no caso do SAO01, localizada na Av. Luís Gomes próximo à Igreja de São Francisco, descritas em Santana Neto (2015) e Gomes (2017), e os vértices INSC – Nossa Senhora do Carmo, localizado na Praça do Carmo e os pontos da linha de base que no caso são os vértices MR – Mercado da Ribeira; e IGRM – Igreja da Misericórdia, estabelecidas em campanhas realizadas em Gama (2008) e Souza (2012).

As bases, *Hiper V*, foram os primeiros receptores a serem posicionados e ligados, e desde então permaneceram captando informações durante todo o levantamento e em momento algum foram desligados, a não ser ao final da coleta

de informações. Estes ficaram posicionados no vértice IGRM, localizado nas proximidades da Ladeira da Misericórdia, e no vértice MR que se encontra em frente ao Mercado da Ribeira. A Figura 18 exhibe os receptores posicionados nos pontos IGRM e MR, respectivamente.

**Figura 18 - Bases do levantamento Relativo Estático. Ladeira da Misericórdia (IGRM) e Mercado da Ribeira (MR), Olinda 21 de junho de 2017.**

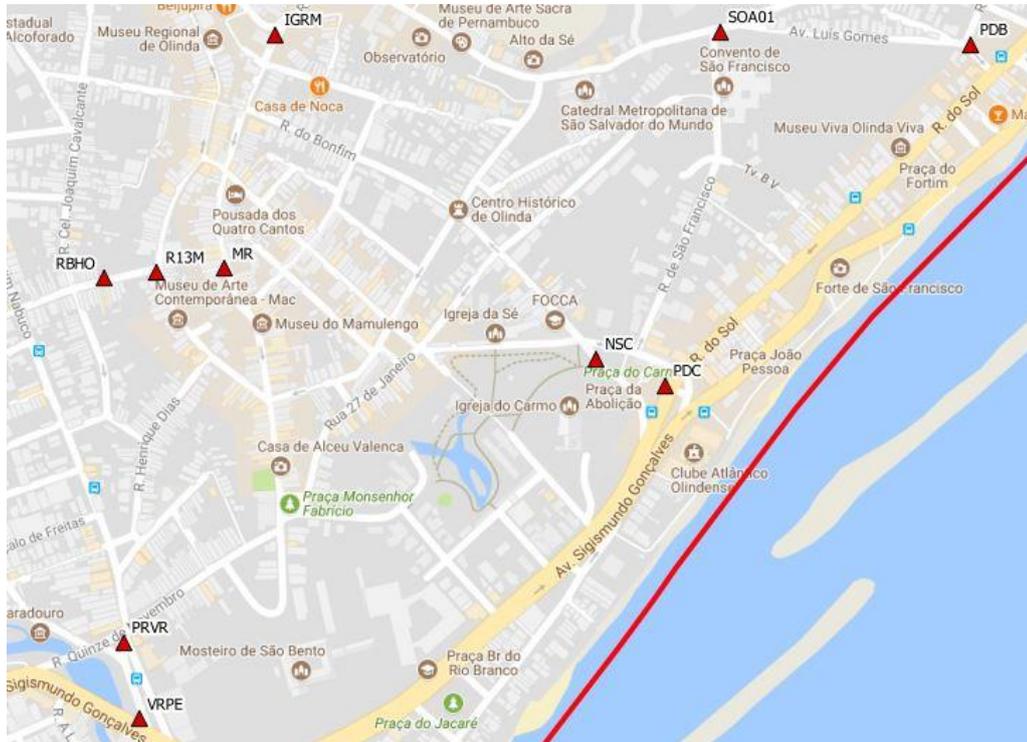


**Fonte O Autor.**

Os receptores móveis, *Hiper Lite +*, foram levados a cada par de pontos, posicionados e ligados para iniciar o processo de coleta de informações. O tempo mínimo de coleta de cada receptor móvel foi de uma hora e só após este período de rastreamento, estes eram desligados e movidos de um local para outro. A coleta dos dados começou com os pontos SAO01 e PDB, em seguida os outros dois pontos rastreados foram os localizados na Praça do Carmo, pontos INSC e PRC, destes para a Praça do Varadouro, onde se encontram os pontos VRPE e PRVR, e os dois últimos estão localizados na Rua da Boa Hora com o cruzamento da Rua 13 de Maio, sendo estes os vértices RBHO e R13M. A Figura 19 apresenta a localização aproximada dos vértices implantados e dos vértices utilizados para determinar a respectiva linha de base.

**Figura 19 - Localização dos pontos de controle imediato. Imagem elaborada no Qgis**

**2.18. Fonte: Qgis 2.18.**



**Fonte Qgis**

Ao término da coleta de dados os equipamentos foram desligados e recolhidos e os dados foram descarregados para o computador. A campanha foi realizada no dia 21 de junho de 2017, começando às 10h da manhã e finalizando às 18h, aproximadamente.

### 5.5.1 Processamentos dos dados GNSS pelo método relativo estático e Análises dos Resultados

Para o processamento de dados foi utilizado o *software Topcon Tools 8.2*, para organização e ajustamento dos dados. As informações de cada receptor foram descarregadas e importadas para o ambiente do *software*, onde os pontos foram organizados, nomeados e as informações adicionais foram inseridas, tais como modelo da antena e altura vertical do receptor no momento da coleta dos dados, dentre outras. Porém os dados foram processados em diferentes etapas e em diferentes situações a começar pelas bases IGRM e MR. As bases foram processadas e ajustadas em relação à estação RECF, estação esta pertencente a

RBMC que se encontrava ativa até a data do rastreamento, localizada na Universidade Federal de Pernambuco UFPE. Para tal procedimento, fez-se necessário o *download* do relatório de dados da estação para o dia específico do levantamento e em segundo lugar foram baixados os dados das efemérides precisas fornecidas pelo site da *International GNSS Service* (IGS) que oferece de forma gratuita as correções para o erros relacionados à levantamentos geodésicos com tecnologia GPS, tais como: erro de relógio, erro de rotação terrestre, entre outros. Os dados relacionados aos satélites e às estações de monitoramento podem ser obtidos do site <https://igsceb.jpl.nasa.gov>.

### Primeira etapa de processamento de dados GNSS

Os dados dos receptores de base foram inseridos no *software* juntamente com os dados da RECF e das órbitas precisas. A estação RECF foi determinada como sendo o ponto de controle planimétrico e altimétrico do levantamento e então foram calculadas as coordenadas das bases IGRM e MR com relação à RECF. A seguir na Tabela 18 são apresentadas as coordenadas geodésicas da estação base RECF bem como as coordenadas UTM SIRGAS2000, e a altitude elipsoidal. Na Tabela 19 são apresentadas as coordenadas geodésicas, UTM SIRGAS2000 e altitude elipsoidal dos vértices IGRM e MR reprocessados em relação a RECF, e na Tabela 20 os respectivos desvios padrão dos vértices IGRM e MR em metros para cada uma das direções, norte, este, vertical u, além do desvio padrão da horizontal.

**Tabela 18: Coordenadas da estação RECF. Fonte IBGE 2018**

Ponto	Latitude	Longitude	Este (m)	Norte (m)	H. Elip.(m)
RECF	8°03'03,46970"S	34°57'05,45910"W	284931,043	9109554,895	20,179

Fonte O Autor

**Tabela 19: Dados das bases calculados em relação à RECF. Resultados obtidos no Topcon Tools. Fonte Topcon Tools.**

Ponto	Latitude	Longitude	Este (m)	Norte (m)	H. Elip. (m)
IGRM	8°00'47,90810"S	34°51'08,21637"W	295852,207	9113770,815	46,742
MR	8°00'56,67271"S	34°51'10,15640"W	295794,007	9113501,260	25,874

Fonte O Autor

**Tabela 20: Desvios padrões das observações das bases em relação à RECF. Resultados obtidos no *Topcoon Tools*. Fonte Autor.**

Ponto	Desv n (m)	Desv e (m)	Desv Hz (m)	Desv u (m)
<b>IGRM</b>	0,003	0,003	0,005	0,010
<b>MR</b>	0,004	0,006	0,008	0,014

Fonte O Autor

## Segunda etapa de processamento de dados GNSS

Após inserir e ajustar os dados das bases do levantamento foi realizado um segundo procedimento para verificar os resultados, ainda utilizando a RECF como base do levantamento, foram inseridos todos os dados levantados com os receptores e ajustados em relação à RECF, seguindo os mesmos passos da etapa anterior. Como resultado deste teste se obteve as Tabela 21 e a Tabela 22 com os respectivos desvios padrão para cada observação.

**Tabela 21: Dados de todos os receptores ajustados com base na RECF. Resultados obtidos no *Topcon Tools*.**

Ponto	Latitude	Longitude	H. Elip (m)	Norte (m)	Este (m)
<b>IGRM</b>	8°00'47,90803"S	34°51'08,21601"W	46,723	9113770,817	295852,218
<b>INSC</b>	8°01'00,05118"S	34°50'56,17839"W	2,774	9113399,388	296222,553
<b>MR</b>	8°00'56,67272"S	34°51'10,15642"W	25,874	9113501,260	295794,007
<b>PDB</b>	8°00'48,27621"S	34°50'42,10238"W	-0,278	9113763,103	296652,007
<b>PDC</b>	8°01'01,05131"S	34°50'53,59037"W	0,295	9113369,017	296301,950
<b>PRVR</b>	8°01'10,66553"S	34°51'13,92535"W	-3,329	9113070,819	295680,523
<b>R13M</b>	8°00'56,81640"S	34°51'12,67693"W	14,566	9113496,497	295716,835
<b>RBHO</b>	8°00'57,04037"S	34°51'14,66129"W	4,812	9113489,341	295656,095
<b>SOA01</b>	8°00'47,80392"S	34°50'51,52256"W	32,805	9113776,318	296363,446
<b>VRPE</b>	8°01'13,54456"S	34°51'13,34112"W	-2,975	9112982,443	295698,815

Fonte *Topcon Tools*

**Tabela 22: Desvios padrão de todas as observações em relação à RECF. Resultados obtidos no Topcon Tools.**

Ponto	Desv n (m)	Desv e (m)	Desv Hz (m)	Desv u (m)
<b>IGRM</b>	0,003	0,004	0,005	0,01
<b>INSC</b>	0,013	0,012	0,018	0,041
<b>MR</b>	0,004	0,006	0,007	0,013
<b>PDB</b>	0,012	0,015	0,02	0,036
<b>PDC</b>	0,012	0,012	0,017	0,034
<b>PRVR</b>	0,004	0,006	0,007	0,013
<b>R13M</b>	0,006	0,007	0,009	0,021
<b>RBHO</b>	0,114	0,211	0,24	0,366
<b>SOA01</b>	0,005	0,003	0,006	0,013
<b>VRPE</b>	0,009	0,012	0,015	0,026

**Fonte Topocon Tools**

### Terceira etapa de processamento de dados GNSS

Para a etapa final de cálculo a estação RECF foi retirada do sistema e os vértices IGRM e MR foram definidos como bases de ajustamento, vertical e horizontal, para todos os pontos utilizando para tal as coordenadas apresentadas na Tabela 19. Definidas as novas bases, os demais vértices levantados foram processados e ajustados em relação à base (IGRM-MR) e como resultados se obteve as coordenadas geodésicas e em UTM SIRGAS2000, Tabelas 23 e 24, contendo os desvios padrão de cada coordenada.

**Tabela 23: Dados dos receptores com base nos pontos IGRM e MR. Resultados obtidos no Topcon Tools. Fonte**

Ponto	Latitude	Longitude	H. Elip (m)	Norte (m)	Este (m)
<b>INSC</b>	8°01'00,05118"S	34°50'56,17854"W	2,749	9113399,388	296222,549
<b>PDB</b>	8°00'48,27699"S	34°50'42,10156"W	-0,463	9113763,079	296652,032
<b>PDC</b>	8°01'01,05067"S	34°50'53,59077"W	0,187	9113369,036	296301,938
<b>PRVR</b>	8°01'10,66541"S	34°51'13,92504"W	-3,291	9113070,823	295680,533
<b>R13M</b>	8°00'56,81607"S	34°51'12,67664"W	14,621	9113496,507	295716,844
<b>RBHO</b>	8°00'57,04087"S	34°51'14,65650"W	4,785	9113489,327	295656,242
<b>SOA01</b>	8°00'47,80517"S	34°50'51,52247"W	32,8	9113776,279	296363,449
<b>VRPE</b>	8°01'13,54445"S	34°51'13,34113"W	-2,932	9112982,447	295698,814

**Fonte Topocon Tools**

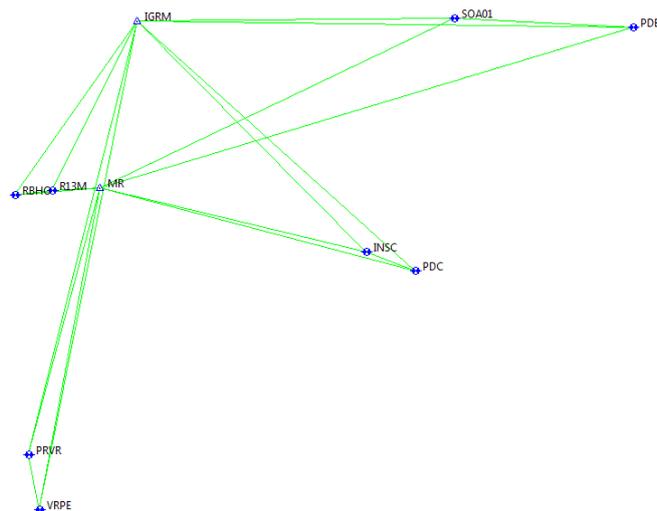
**Tabela 24: Desvios padrão das observações com relação às bases IGRM e MR. Resultados obtidos no *Topcon Tools*.**

Ponto	Desv n (m)	Desv e (m)	Desv Hz (m)	Desv u (m)
INSC	0,002	0,002	0,003	0,008
PDB	0,006	0,005	0,008	0,022
PDC	0,003	0,003	0,004	0,009
PRVR	0,002	0,002	0,003	0,005
R13M	0,004	0,004	0,006	0,016
RBHO	0,002	0,003	0,003	0,007
SOA01	0,006	0,005	0,008	0,022
VRPE	0,002	0,003	0,003	0,007

**Fonte *Topcon Tools***

Com base nos testes aplicados pode se verificar que os resultados com menores desvios padrão das observações foram os apresentados tendo os pontos IGRM e MR como bases, o resultado é tomado em vista do desvio padrão apresentado para cada um dos métodos utilizados, que é menor para o terceiro teste. A Figura 20 apresenta o posicionamento dos pontos levantados no rastreo GNSS com relação tendo IGRM e MR como bases.

**Figura 20 - Linhas Levantadas por GNSS em Olinda. Resultados obtidos no *Topcon Tools*.**



**Fonte *Topcon Tools*.**

Os resultados obtidos no terceiro processamento foram utilizados para determinar as coordenadas locais do SGL dos pontos de apoio imediato para o processo de poligonização 3D.

## 5.6 DENSIFICAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIALTIMÉTRICAS: LEVATAMENTO COM ESTAÇÃO TOTAL – MÉTODO DA POLIGONAÇÃO 3D

O processo de poligonização 3D, como mencionado, teve apoio nos vértices levantados com receptores GNSS, que além de servir de controle para os cálculos, definem o itinerário percorrido nos levantamentos. A proposta inicial era de trabalhar com três poligonais enquadradas com dois pares de pontos com coordenadas conhecidas, no entanto, o vértice PRVR foi removido do local por ventura de uma obra de restauração da calçada onde se localizava, inviabilizando a utilização deste como ponto de controle. Para reverter esta situação, outra haste foi materializada no local e levantada no processo de poligonização, denominada de PRVR2, porém, sem os atributos de ponto de controle GNSS. Ao todo, três dias de campanhas foram necessários para o levantamento das poligonais enquadradas com centragem forçada, sendo o itinerário seguido para o levantamento definido no dia 4 de setembro de 2017, onde foram implantados os vértices que, associados às RRNN trabalhadas, definem os vértices levantados pelo método da poligonização 3D.

A primeira poligonal levantada teve partida da Praça do Varadouro com os vértices VRPE e PRVR2, que foi fixado no momento do levantamento, seguindo pela Av. Joaquim Nabuco, onde foram observados os pontos RNISS, AVJN1, AVJN2, RNNSBH, finalizando nos vértices RBHO e R13M. O levantamento foi realizado no dia 05 de dezembro de 2017, durando aproximadamente 4h.

O segundo dia de levantamentos teve início na Praça Dantas Barreto, partindo dos vértices SAO01 e PDB, seguindo pela Av. do Farol até a Praça do Carmo, sendo neste trajeto levantados os vértices RNCELPE, PRAIA, FORTIN, GIBI, RNFT, PEIXARIA, CORR1 e RNCO, enquadrando a poligonal nos vértices PDC e INSC.

No mesmo dia outro trecho de poligonal enquadrada foi levantado partindo dos vértices PDC e INSC, na Praça do Carmo, seguindo pela Av. Sigismundo Gonçalves até a Praça do Jacaré, seguindo pela Rua Manoel Borba até a Praça dos

Milagres, retornando para a Av. Sigismundo pela Rua Siqueira Campos até a Praça do Varadouro, onde a poligonal foi finalizada nos vértices VRPE e PRVR2. Neste trajeto foram levantados os vértices AV1, FIDEM, AV2, AV3, RNPRJ, RMB1, PML1, PML2 e AV4, respectivamente. Estes levantamentos foram realizados nos dias 24 e 25 de janeiro de 2018, levando um tempo aproximado de 10h e 5h de duração, respectivamente. A Figura 21 e a Figura 22 apresentam o caminho das poligonais levantadas e a posição dos vértices levantados.

**Figura 21 - Poligonal enquadrada entre a Praça Dantas Barreto e Praça do Carmo.  
Imagem elaborada no Qgis 2.18.**



**Fonte Qgis 2.18.**

**Figura 22 - Poligonal enquadrada entre a Praça do Carmo e a Rua da Boa Hora. Imagem elaborada no Qgis 2.18.**



**Fonte Qgis 2.18.**

As leituras foram realizadas visando à obtenção de dados planimétricos e altimétricos por meio de duas séries de leituras em pares conjugados para cada ponto na intenção de obter melhores resultados. A Figura 23, apresenta a estação total utilizada no processo posicionada no vértice FORTIN na Av. Sigismundo Gonçalves.

**Figura 23 - Leitura em Estação Total.- Av. Sigismundo Gonçalves (FORTIN)- Olinda.**

**Foto: 24/01/2018**



**Fonte O Autor**

No momento da leitura nos vértices levantados, os prismas foram posicionados nos vértices de cada medida por meio do Método de Centragem Forçada. A técnica consiste em utilizar uma estação total extra que deve ser instalada sobre o vértice a ser visado e ao término da centragem a alidade desta deve ser removida deixando apenas a sua base nivelante com os parafusos calantes fixada ao tripé, acoplando em seguida um prisma com um adaptador no lugar da alidade. Na Figura 24 pode ser visto o conjunto composto por prisma e adaptador base-prisma posicionados pelo método de Centragem Forçada.

**Figura 24 - Prisma posicionado por Centragem Forçada .- Rua Manoel Borba (PML1)– Olinda.  
Foto: 24/01/2018**



**Fonte O Autor**

Com os equipamentos posicionados, foram realizadas duas séries de leituras em posição direta (PD) e posição inversa (PI) para cada vértice, ré e vante, e seus valores angulares e lineares, anotados em caderneta. Ao término das leituras a altura dos equipamentos era medida, com auxílio de uma trena, e os equipamentos eram movidos para os pontos seguintes e o processo de leitura era repetido.

Como visto no item 2.3, existem diferenças entre os dados coletados por cada tipo de levantamento e estes devem ser trabalhados para que possam apresentar resultados condizentes. No caso da poligonação 3D os pontos de apoio imediato, coleta GNSS, foram convertidos para coordenadas locais (X, Y, Z) em metros, sendo o ponto definido como vértice de origem para o SGL o vértice IGRM. Os dados foram calculados pelas relações apresentadas no Capítulo 2 e também pelo *software* AstgeoTop (GARNÉS, 2014) como forma de controlar e identificar possíveis erros. O valor obtido para a coordenada Z de cada vértice é referente à origem do SGL, que por sua vez difere do referencial altimétrico utilizado no Nivelamento Geométrico de Alta Precisão, estas são relacionadas a altitude  $h$  elipsoidal. A Tabela

25 apresenta os dados resultantes da transformação das coordenadas geodésicas para coordenadas locais.

**Tabela 25 - Coordenadas locais dos vértices de apoio imediato para Poligonação 3D**

<b>PTO</b>	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>Z (m)</b>
<b>IGRM</b>	150000,000	250000,000	46,742
<b>SOA01</b>	150511,206	250003,159	32,780
<b>MR</b>	149940,593	249730,741	25,868
<b>INSC</b>	150368,622	249626,950	2,727
<b>PDB</b>	150799,692	249988,660	-0,513
<b>PDC</b>	150447,864	249596,244	0,158
<b>PRVR</b>	149825,191	249300,871	22,501
<b>R13M</b>	149863,418	249726,337	14,614
<b>RBHO</b>	149802,791	249719,431	4,776
<b>VRPE</b>	149843,072	249212,424	-2,983

**Fonte O Autor.**

Os valores planimétricos apresentados na Tabela 25 são referências para o transporte de coordenadas planimétricas com a finalidade de atribuir coordenadas aos demais pontos levantados neste processo. Os dados coletados em campo foram processados e calculados em *Excel* sendo realizados os processos de correções angulares e lineares, abordados no item 3.1.1, para obtenção das coordenadas no SGL. Com base nas coordenadas conhecidas foram obtidos os rumos e azimutes de SOA01 para PDB, alinhamento de partida, e de PDC para INSC, alinhamento de chegada. E para a segunda poligonal foram calculados os rumos e azimutes de INSC para PDC, alinhamento de partida, e de RBHO para R13M, alinhamento de chegada. Na Tabela 26 são apresentados os valores dos Azimutes de controle e calculado, o erro de fechamento angular e as tolerâncias aceitáveis do erro angular, considerando os valores de tolerância para  $\sigma = 3, 2$  e  $1$ .

**Tabela 26 - Erro de fechamento angular para as poligonais levantadas e suas respectivas tolerâncias. Fonte: Autor**

<b>Azimutes</b>	<b>Calculado</b>	<b>Controle</b>	<b>Erro</b>	<b>Tol. <math>\sigma=3</math></b>	<b>Tol. <math>\sigma=2</math></b>	<b>Tol. <math>\sigma=1</math></b>
<b>PDC-INSC</b>	291°12'20,9"	291°10'52,7"	0°1'28,2"	47,4"	31,6"	15,8"
<b>RBHO-R13M</b>	83°31'30,9"	83°30'5,7"	0°1'25,2"	1'02"	41,2"	20,6"

**Fonte Autor.**

Pela Tabela 26 é constatado que o erro de fechamento angular extrapola os limites de tolerância angular para todos os valores de  $\sigma$ . Na Tabela 26 são apresentados os valores para os erros de fechamento em X e Y, erro linear, precisão relativa ( $pr$ ), e a qualidade linear das poligonais enquadradas 1 e 2.

**Tabela 27 - Erro de fechamento linear para as poligonais levantadas. Fonte: Autor**

<b>Poligonal</b>	<b>Erro em x (m)</b>	<b>Erro em y (m)</b>	<b>Erro linear (m)</b>	<b>pr</b>	<b>Qualidade</b>
<b>Poligonal 1</b>	0,0061	-0,0108	0,0124	1:60000	Alta
<b>Poligonal 2</b>	0,1657	0,0353	0,2343	1:7000	Regular

**Fonte Autor.**

Em razão dos erros desproporcionais obtidos em relação à metodologia aplicada e a qualidade dos equipamentos utilizados, algumas análises foram aplicadas aos dados de campo para averiguar a existência de erros grosseiros no levantamento dos dados de campo. Em primeira instância se verificou a relação de diferença entre as visadas em pares conjugados, diferença de  $180^\circ$  entre ângulos em PD e PI, mas não foi detectado erro desta natureza nas leituras.

Outra possibilidade seria o equívoco do posicionamento dos equipamentos nos vértices de referência. Como a Poligonação 3D é dependente dos resultados do rastreamento GNSS, em caso de um posicionamento em um vértice diferente do rastreado, os resultados apresentariam discrepância considerável entre si. Para verificar tal possibilidade foram comparadas as distâncias das linhas de base das poligonais, pelo rastreamento GNSS e pela distância observada em campo pela estação total. O teste não indicou disparidade considerável entre os valores, visto que para a primeira linha, SOA01-PDB, a diferença em relação às distâncias por GNSS e por poligonação foi de 1,7 cm, para a linha PDC-INSC a diferença foi de 7 mm, e para linha RBHO-R13M a diferença foi de 4 mm.

Por fim, foi aplicada a metodologia para detecção de erros angulares em levantamentos topográficos, Equações 20a e 20b do item 3.1.3. Para a primeira poligonal enquadrada foi detectada a existência de erros nas leituras realizadas na estação PRAIA com ré em RNCELPE e vante em FORTIN. Com isto, foi realizada uma nova medição de campo, para o vértice em questão, utilizando os mesmos vértices de ré e vante e a mesma metodologia. Com efeito, após a nova medição, os resultados para primeira poligonal enquadrada foram recalculados, obtendo os

valores do erro de fechamento angular, a tolerância a qual o levantamento é aprovado e o valor de  $k$ , referente à qualidade angular do levantamento, Tabela 28.

**Tabela 28 - Resultados para o erro de fechamento angular da poligonal 1**

	<b>Erro ang.</b>	<b>Tol. <math>\sigma=2</math></b>	<b>Valor de <math>k</math></b>	<b>Qualidade</b>
<b>Poligonal 1</b>	0°0'19,53"	31,6"	1,235	Alta

**Fonte Autor.**

Para a poligonal enquadrada 2, que parte da Praça do Carmo até a Rua 13 de Maio, não foi possível identificar onde ou qual tipo de erro está influenciando nos dados coletados em campo, o que indica a provável existência de mais de um erro no grosseiro no levantamento deste trajeto. Em função dos demais dados de campo obtidos os resultados para a poligonal enquadrada 2 serão apresentados apenas em critério de análise para os resultados seguintes.

Nas Tabelas 29 e 30 são apresentadas as coordenadas locais dos vértices implantados para a poligonal 1 e 2, assim como as respectivas altitudes ortométricas, relacionadas a mesma superfície de nível utilizada para de terminar as altitudes das RRNN. Estas altitudes foram calculadas segundo as relações apresentadas anteriormente para a técnica de nivelamento trigonométrico, os valores de  $H'$  e  $H$  correspondem aos valores sem e com a correção do efeito combinado de curvatura e refração atmosféricas assim como a discrepância entre os valores.

**Tabela 29 - Influência do fator de curvatura e refração atmosférica nas altitudes**

<b>Vértice</b>	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>H' (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Disc. (m)</b>
<b>SOA01</b>	150511,206	250003,159	38,239	38,245	0,006
<b>PDB</b>	150831,373	249986,419	5,075	5,075	0,000
<b>RNCELPE</b>	150878,802	249931,307	5,341	5,341	0,000
<b>PRAIA</b>	150827,621	249861,336	4,782	4,782	0,000
<b>FORTIN</b>	150724,021	249771,588	4,625	4,625	0,000
<b>GIBI</b>	150642,382	249745,697	4,771	4,772	0,001
<b>RNFT</b>	150597,502	249655,386	4,740	4,740	0,000
<b>PEIXARIA</b>	150539,421	249596,107	4,805	4,805	0,000
<b>CORR1</b>	150500,634	249587,553	4,668	4,668	0,000
<b>RNCOR</b>	150447,858	249596,245	5,060	5,060	0,000
<b>PDC</b>	150368,622	249626,950	5,596	5,596	0,000

**Fonte Autor.**

Tabela 30 - Altitudes calculadas pelo método de Poligonização 3D para poligonal 2.

Vértice	X (m)	Y (m)	H' (m)	H (m)	Disc. (m)
AV1	150410,751	249511,350	5,808	5,809	0,001
FIDEM	150377,331	249423,389	4,879	4,880	0,001
AV2	150306,210	249356,537	4,441	4,442	0,001
AV3	150213,368	249274,333	3,561	3,562	0,001
RNPRJ	150237,556	249236,053	3,762	3,762	0,000
RMB1	150156,582	249136,426	3,487	3,487	0,000
PML1	150098,125	249064,407	3,508	3,509	0,001
PML2	150030,986	249035,499	2,813	2,813	0,000
AV4	149961,399	249137,678	2,898	2,899	0,001
VRPE	149842,997	249212,425	2,465	2,467	0,001
PRVR	149825,291	249301,675	2,129	2,129	0,001
RNIGSS	149830,954	249336,572	2,381	2,381	0,000
AVJN1	149768,194	249526,523	2,022	2,025	0,003
AVJN2	149698,407	249677,547	3,166	3,168	0,002
RNNSBH	149763,342	249709,997	5,718	5,718	0,000
RBHO	149802,792	249719,432	10,173	10,173	0,000
R13M	149863,42	249726,34	20,027	20,027	0,000

Fonte Autor.

Algumas altitudes não apresentam diferenças entre as observações após a correção, este é um fator esperado com desníveis e distâncias entre os pontos inferiores a 120 metros, onde os efeitos de refração e curvatura apresentam pouca influência, inferior à milímetros. Os valores que apresentam maiores diferenças entre as altitudes são as que, em campo, possuem maior distância relacionada às visadas.

Por fim, após obter o valor das altitudes ortométricas, os dados foram inseridos no programa AstgeoTop (GARNÉS, 2014) para que as coordenadas locais fossem convertidas em coordenadas planas no Sistema UTM SIRGAS2000. As Tabelas 31 e 32 apresentam os valores das coordenadas dos vértices levantados no Sistema UTM SIRGAS2000 para as poligonais 1 e 2.

**Tabela 31 - Valores das coordenada da poligonal 1 em UTM SIRGAS2000 calculadas no AstgeoTop. Fonte AstgeoTop**

<b>Estação</b>	<b>E (m)</b>	<b>N (m)</b>	<b>H (m)</b>
<b>PDB</b>	296652,032	9113763,079	38,245
<b>RNCELPE</b>	296683,726	9113760,980	5,075
<b>PRAIA</b>	296731,406	9113706,075	5,341
<b>FORTIN</b>	296680,537	9113635,864	4,782
<b>GIBI</b>	296577,334	9113545,636	4,625
<b>RNFT</b>	296495,804	9113519,373	4,772
<b>PEIXARIA</b>	296451,326	9113428,849	4,740
<b>CORRI1</b>	296393,505	9113369,301	4,805
<b>RNCOR</b>	296354,753	9113360,572	4,668
<b>PDC</b>	296301,935	9113369,027	5,060
<b>INSC</b>	296222,551	9113399,383	5,596

**Fonte Autor.**

**Tabela 32 - Valores das coordenadas em UTM SIRGAS 2000 para a poligonal 2 calculadas pelo AstgeoTop. Fonte AstgeoTop**

<b>Estação</b>	<b>E (m)</b>	<b>N (m)</b>	<b>H (m)</b>
<b>AV1</b>	296338,934	9113284,077	5,809
<b>FIDEM</b>	296380,690	9113199,749	4,880
<b>AV2</b>	296381,322	9113102,140	4,442
<b>AV3</b>	296378,434	9112978,166	3,562
<b>RNPRJ</b>	296422,954	9112969,860	3,762
<b>RMB1</b>	296440,906	9112842,734	3,487
<b>PML1</b>	296453,935	9112750,895	3,509
<b>PML2</b>	296429,458	9112682,038	2,813
<b>AV4</b>	296307,219	9112700,559	2,899
<b>VRPE</b>	296171,878	9112664,638	2,467
<b>PRVR</b>	296094,414	9112712,394	2,129
<b>RNIGSS</b>	296072,692	9112740,293	2,381
<b>AVJN1</b>	295890,771	9112823,561	2,025
<b>AVJN2</b>	295732,600	9112875,191	3,168
<b>RNNSBH</b>	295753,006	9112944,867	5,718
<b>RBHO</b>	295772,946	9112980,216	10,173
<b>R13M</b>	295809,133	9113029,337	20,027

**Fonte Autor.**

Os valores de H apresentados nas Tabelas 31 e 32 são os mesmos valores de altitudes corrigidas do efeito de refração e curvatura. Os valores apresentados para a poligonal enquadrada 2 foram obtidos mesmo com a presença de erros na parte angular e linear, o que torna os resultados pouco confiáveis em relação à planimetria do levantamento desta.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os levantamentos empregados para o adensamento e ajustamento da estrutura geodésica pré-existente na região do Sítio Histórico de Olinda apresentaram um denso volume de informações, estas provindas de diferentes fontes e métodos, onde nem todos os resultados resultaram em uma precisão desejada, porém, os imprevistos de alguns resultados não desqualificam os demais.

Algumas propostas de levantamentos podem ser aplicadas a região de foram a ampliar e melhorar a estrutura.

### 6.1 CONCLUSÕES

Para a metodologia apresentada para o método de nivelamento geométrico de alta precisão os resultados obtidos estão dentro do esperado, tanto para os processos de correção pelo método de correção proporcional à distância, quanto para os obtidos pelo ajustamento das observações, MMQ modelo dos correlatos e modelo paramétrico. Os 4 circuitos levantados contendo as novas RRNN, RNCELPE, RNFT, RNCO, RNPRJ, RNISS, RNNSBH, podem ser integradas à estrutura geodésica altimétrica e adensar a malha existente segundo os resultados encontrados.

Embora o ajustamento inicial para uma precisão de 0,3 mm não tenha sido aceito, por conta do teste de qualidade aplicado, a precisão alcança de 1 mm é de grande importância para o levantamento, pois é igual a precisão da estrutura implantada em Souza (2012), a qual as RRNN serviram de base para esta dissertação. As RRNN ajustadas apresentaram desvios padrão inferiores a milímetros onde o maior valor foi da RNNSBH, com  $\pm 0,86$  mm, o menor da RNLSE com  $\pm 0,31$  mm. Os ajustamentos executados para diferentes épocas e por diferentes metodologias apresentaram resultados equivalentes. As diferentes maneiras de se ajustar uma rede proporcionaram diferentes ideias e aplicações para situações relacionadas ao adensamento e ajustamento de redes altimétricas. Para o rastreamento de pontos por receptores GNSS os dados apresentam resultados dentro dos padrões de aceitação esperados, em vista das metodologias e do tempo de rastreamento dos receptores. Três etapas de processamento de dados foram realizadas, onde apenas a segunda apresentou um desvio padrão considerável em relação às

observações do vértice RBHO, Norte  $\sigma_n = 11,4$  cm, Este  $\sigma_e = 11,1$  cm, Horizontal  $\sigma_{Hz} = 24$  cm e Vertical  $\sigma_v = 36,6$  cm, sendo estes valores com relação a base RECF. O fato pode ter ocorrido em vista de algum erro de observação dos satélites visto que, este não apresentou desvio padrão considerável para a terceira etapa de processamentos, quando o vértice RBHO foi processado em relação à base IGRM-MR obtendo-se os seguintes desvio padrão, Norte  $\sigma_n = 2$  cm, Este  $\sigma_e = 3$  cm, Horizontal  $\sigma_{Hz} = 3$  cm e Vertical  $\sigma_v = 7$  cm. Os resultados obtidos no terceiro processamento GNSS foram utilizados para os cálculos das poligonais.

Dos resultados da coleta GNSS foram obtidas as coordenadas geodésicas locais do SGL com origem no vértice IGRM, estas foram calculadas tanto por vetores de translação e rotação de matrizes, relações apresentadas em (GARNES, 2005). e (DAL' FORNO et al., 2010), quanto pelo *software* AstGeotop (GARNES, 2014) como forma de identificar prováveis erros, porém, os resultados foram iguais o comprova que os procedimentos de transformação empregados foram realizados corretamente.

Na última etapa de cálculos, Poligonação 3D, foram obtidas as coordenadas locais planimétricas e altimétricas de todos os vértices e RRNN trabalhadas nesta dissertação, alguns problemas com erros grosseiros nas medições angulares e lineares foram detectados porém, mesmo com metodologias diferentes não foi possível identificar e corrigir todos esses erros, como no caso da poligonal enquadrada 2, os quais os resultados não estão livres de erros quanto aos dados plainmétricos. Para a poligonal 1 foi descoberto um vértice contaminado por erros grosseiros e este foi corrigido, permitindo a aplicação das devidas correções e classificando esta como uma poligonal de alta precisão angular e linear. Para o nivelamento trigonométrico foi realizada uma comparação entre os resultados de altitudes, comparando valores com e sem a correção da curvatura terrestre e refração atmosférica. Pode-se constatar que para distâncias curtas, até 120 metros, a influência na altimetria era inferior a milímetros, esta apresentava valores mais significativos para visadas superiores a 120 metros.

## 6.2 RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se que algumas campanhas sejam realizadas novamente em trechos específicos das poligonais e circuitos levantados, como no caso da linha de nivelamento L30 que une a RNNSBH com a RNPM, a qual apresentou um resíduo elevado com indícios de erros. Outra recomendação fica a cargo de um novo levantamento por Poligonação 3D para a poligonal enquadrada 2, com maior cuidado com a aquisição dos dados de campo e contemplando as mesmas RRNN.

Outra recomendação é a elaboração de modelo digital de terreno (MDT) para a região do Sítio Histórico, visto que a estrutura geodésica implantada é principalmente voltada à planialtimetria da região. E que estes resultados sejam associados ao novo decreto de cadastro urbano lançado em março de 2018.

## REFERÊNCIAS

ABNT. NBR 13133 - **Normas Técnicas para a Execução de Levantamentos Topográficos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1994.

ABNT. NBR 14166 - **Rede de Referência Cadastral Municipal - Procedimentos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1998.

BAARDA, W. **A testing procedure for use in geodetic networks**. 5. ed. Netherlands: Delft, v. 2, 1968.

EMBRATOP. Embratop, 2018. Disponível em: <<https://www.embratop.com.br/produto/topcon-gps-hiper-lite/>>. Acesso em: 15 Junho 2018.

ERBA, D. A. et al. **Curso de Topografia para estudantes de Engenharia, Arquitetura e Geologia**. [S.l.]: Unissinos, 2005.

ESPARTEL, L. **Curso de Topografia**. 9ª. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987.

GAMA, L. F. **Experimentos e Análises Metodológicas do Desempenho de Estruturas Geodésicas Planimétricas Implantadas com GPS e Estação Total: Aplicação em Levantamentos Cadastrais Urbanos**. Dissertação (Mestrado em ciências geodésicas) Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2008.

GAMA, L. F. et al. **Controle de qualidade de levantamentos cadastrais**. Revista Brasileira de Cartografia, Rio de Janeiro, v. 67, p. 411-433, 2015.

GAMA, L. F.; 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, Rio de Janeiro, v. 64, p. 227-247, 2012.

GARNÉS, S. J. A. AstGeoTop: Software. Módulo fator de quadrícula UTM e desnível geoidal. Workshop - A formação de profissionais para a topografia moderna. [S.l.]: [s.n.]. 2014.

GEMAEL, C.; MACHADO, A. M. L.; WANDRESEN, R. **Introdução ao Ajustamento de Observações: Aplicações Geodésicas**. 2ª. ed. Curitiba: UFPR, 2015.

GHILANI, C. D.; WOLF, P. R. **Geomática**. 13ª. ed. São Paulo: Pearson, 2013.

GOMES, D. A. A. **Transporte de altura na Direção da Linha de Prumo e Controle Vertical de Referências de Nível**. XXI CONIC - V CONITI. Recife. 2013.

IBGE. Resolução - PR nº 22- **Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos**. IBGE. Rio de Janeiro. 1983.

IBGE. Resolução - Pr nº 22. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Rio de Janeiro. 1989.

IBGE. **Manuais Técnicos em Geociências: Noções Básicas de Cartografia**. Departamento de Cartografia - IBGE. Rio de Janeiro. 1999.

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

IBGE. IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2015. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/altimetrica.shtm>>. Acesso em: 29 nov. 2015.

IBGE. RBMC - IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística IBGE, 2018. Disponível em: <<https://ww2.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/rbmc/rbmc.shtm?c=7>>. Acesso em: 8 abr. 2018.

IBGE, I. B. D. G. E. E.-. **NBR 13133 - Normas técnicas para execução de levantamento topográficos**. IBGE. [S.l.]. 1994.

KHAMEN, H.; FAIG, W. **Surveying**. Berlin: De Gruyter, 1988.

MELO, W. D. A. **Aplicação do MMQ em uma poligonal no plano topográfico: Métodos paramétrico e correlatos com a detecção de erros grosseiros**. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2014.

MENDONÇA, F. J. B. et al. **Análise do ajustamento por mínimos quadradas de uma trilateração topográfica com injunções nos planos UTM e topocêntrico**. III Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação, Recife - PE, jul. 2010.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento Pelo GNSS: Descrição, Fundamento e Aplicação**. 2ª. ed. São Paulo: Unesp, 2008.

NETO, J. P. D. S. **Densificação de Estruturas Geodésicas e Transporte de coordenadas Definidas por Métodos Planialtimétricas de Medição**. Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2015.

SEGANTINE, I. S.; LIMA, P. C. **Topografia para engenharia: Teoria e prática de geomática**. 4. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

SEIXAS, A. et al. **O estabelecimento de padrões de referência altimétrica utilizando o novelamento gométrico para a definição de alvos altos e incessíveis**. Boletim de Ciências Geodésicas, Curitiba, v. 20, n. 2, p. 388-410, Junho 2014.

SILVA, M. B. et al. **Análise comparativa entre coordenadas nos sistemas geodésico local e UTM baseada em uma poligonal fechada**. VIII Geonordeste - Simpósio regional de geoprocessamento e sensoriamento remoto. Salvador. 2017.

SOUZA, A. M. B. **Análise e Comparação de Estruturas Geodésicas Tridimensionais por Métodos Planialtimétricos de Medição**. Dissertação (Mestrado em ciências geodésicas) - Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2012.

TORGE, W. **Geodesie**. 2<sup>a</sup>. ed. Berlin: Gruyter Lehrbuch, 2003.

## APÊNDICE A – MEMORIAIS DESCRITIVOS DOS VÉRTICES GNSS

Estação Base GNSS - IGRM	
<p><b>Descrição:</b> Haste metálica materializada entre as lajotas da calçada com cola epóxy, localizado na à margem da ladeira da misericórdia e da Igreja da Misericórdia.</p>	
<p><b>Coordenadas Locais</b>  <b>Locais:</b>            X= 150000m ; Y 250000m; Z=20,900m  <b>Geodésicas:</b>            8°00'47,90810"S ; 34°51'08,21637"W ; h = 46,742  <b>UTM:</b>            E= 295852,207m ; N= 9113770,815m</p>	

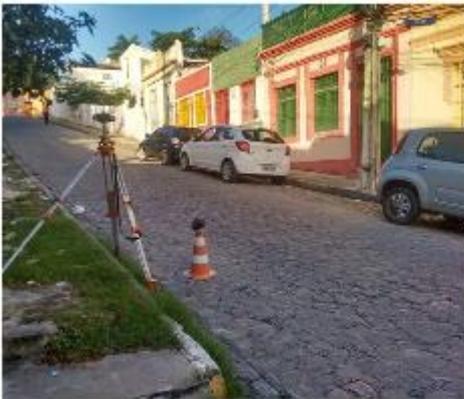
Estação Base GNSS - MR	
<p><b>Descrição:</b> Haste metálica materializada na rua com cola epóxy, localizado na à margem da calçada em frente ao Mercado da Ribeira.</p>	
<p><b>Coordenadas</b>  <b>Locais:</b>            X= 149940,593 ; Y= 249730,741 ;Z= 4,96  <b>Geodésicas:</b>            8°00'56,67271"S ; 34°51'10,15640"W ; h= 25,868  <b>UTM:</b>            E= 295794,007 ; N= 9113501,260</p>	

Estação GNSS - SAO01	
<p><b>Descrição:</b> Haste metálica materializada na calçada da Rua Bispo Coutinho próximo ao poste e em frente a Rua São Francisco.</p>	
<p><b>Coordenadas</b>  <b>Locais:</b>            X= 150511,206 ; Y= 250003,159 ; Z= 11,870  <b>Geodésicas:</b>            8°00'47,80517"S ; 34°50'51,52247"W ; h= 32,780  <b>UTM:</b>            N= 9113776,279 ; E= 296363,449</p>	

Estação GNSS - PDB	
<p><b>Descrição:</b> Haste metálica materializada na esquina da Praça Dantas Barreto em Frente a Rua Bispo Coutinho</p>	
<p><b>Coordenadas</b>  <b>Locais:</b>            X= 150799,692 ; Y= 249988,660 ; Z= -21,442  <b>Geodésicas:</b>            8°00'48,27699"S 34°50'42,10156"W ; h= -0,513  <b>UTM:</b>            N= 9113763,079 ; E= 296652,032</p>	

Estação GNSS - INSC	
<p>Descrição: Haste metálica materializada na calçada da Praça do Carmo em frente a Rua de São Francisco.</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 150368,622 ; Y= 249626,950 ; Z= -18,18 Geodésicas: 8°01'00,05118"S ; 34°50'56,17854"W ; h= 2,727 UTM: N=9113399,388 ; E=296222,549</p>	

Estação GNSS - PDC	
<p>Descrição: Haste metálica materializada na calçada da Praça do Carmo as margens da Rua do Sol</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 150447,864 ; Y= 249596,244 ; Z= -20,705 Geodésicas: 8°01'01,05067"S ; 34°50'53,59077"W ; h= 0,158 UTM: N= 9113369,036 ; E= 296301,938</p>	

Estação GNSS - RBHO	
<p>Descrição: Haste metálica materializada na calçada subindo da Rua da Boa Hora do lado esquerdo.</p>	
<p>Coordenadas Locais Locais X= 149802,791 ; Y= 249719,431 ; Z= 4,776 Geodésicas: 8°00'57,04087"S ; 34°51'14,65650"W ; h = 4,776 UTM N= 9113489,327 ; E= 295656,242</p>	

Estação GNSS - R13M	
<p>Descrição: Haste metálica materializada na esquina da Rua 13 de Maio Com a Rua da Boa Hora</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 149863,418 ; Y= 249726,337 ; Z= -4,817 Geodésicas: 8°00'56,81607"S ; 34°51'12,67664"W ; h= 14,614 UTM: N= 9113496,507 ; E= 295716,844</p>	

Estação GNSS - VRPE	
<p>Descrição: Haste metálica materializada na Praça do Varadou próxima à Av. Sigismundo Gonçalves</p>	
<p><b>Coordenadas Locais</b> Locais: X= 149843,072 ; Y= 249212,424 ; Z= -22,378 <b>Geodésicas:</b> 8°01'13,54445"S ; 34°51'13,34113"W ; h= -2,983 <b>UTM:</b> N= 9112982,447 ; E= 295698,814</p>	

## APÊNDICE B – MEMORIAS DESCRITIVOS RRNN

Referência de Nível - RNCELPE	
<p><b>Descrição:</b> Marco de Concreto localizado na Praça Dantas Barreto atrás da parada de ônibus</p>	
<p><b>Coordenadas</b>  <b>Locais:</b>            X= 150831,375 ; Y= 249986,417 ; Z= -0,195  <b>Geodésicas:</b>            8°00'48,34996"S ; -34°50'41,06699"W ; H = 5,341011  <b>UTM</b>            E= 296683,726 ; N= 9113760,980</p>	

Referência de Nível - RNFT	
<p><b>Descrição:</b> Pino semiesférico materializado com cola epoxy na calçada frente ao Forte de São Francisco na Av. do Farol</p>	
<p><b>Coordenadas</b>  <b>Locais:</b>            X= 150642,378 ; Y= 249745,713 ; Z= -1,233  <b>Geodésicas:</b>            8°00'56,18605"S ; 34°50'47,23851"W ; H= 4,773141  <b>UTM:</b>            E= 296495,804 ; N= 9113519,373 ;</p>	

Referência de Nível - RNCOR	
<p>Descrição: Pino semiesférico materializado com cola epoxy na calçada em frente à agência dos correios na Praça Maxambomba as margens da Av. do Farol</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 150500,626 ; Y= 249587,564 ; Z= -0,839 Geodésicas: 8°01'01,33389"S ; -34°50'51,86745"W ; H = 5,107317 UTM: E= 296354,753 N= 9113360,572</p>	

Referência de Nível - RNPRI	
<p>Descrição: Pino semiesférico materializado com cola epoxy na calçada da Praça do Jocaré na esquina com as Rua Manoel Borba e Barão do Rio Branco</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 150237,556 ; Y= 249236,053 ; Z= -2,138 Geodésicas: 8°01'14,06036"S ; 34°50'49,69793"W ; H = 3,846941 UTM: E= 296422,954 ; N= 9112969,860</p>	

Referência de Nível - RNISS	
<p>Descrição: Pino semiesférico materializado com cola epoxy licalizado na calçada da Igreja de São Sebastião as margens da Av. Joaquim Nabuco</p>	
<p>Coordenadas Locais: X=149830,954 ; Y= 249336,572 ; Z = -4,019 Geodésicas: 8°01'21,48071"S ; 34°51'01,16871"W ; H = 2,465202 UTM: E= 296072,692 ; N= 9112740,293</p>	

Referência de Nível - RNNSBH	
<p>Descrição: Pino semiesférico materializado com cola epoxy na calçada da próxima à Igreja de Nossa Senhora da Boa Hora</p>	
<p>Coordenadas Locais: X= 149763,342 ; Y= 249709,997 ; Z= -0,680 Geodésicas: 8°01'14,77552"S ; 34°51'11,57718"W ; H= 5,781684 UTM: E= 295753,006 ; N= 9112944,867</p>	

## APÊNDICE C – RELATÓRIOS TOPCON TOOLS

Dados GNSS

Página 1 de 1

Name	WG884 Latitude	WG884 Longitude	WG884 Ell.Height (m)	Grid Northing (m)	Grid Easting (m)	Elevation (m)
IGRM	8°00'47,90810"B	34°51'08,21637"W	46,742	9113770,815	295852,207	46,742
MR	8°00'56,67271"B	34°51'10,15640"W	25,874	9113501,260	295794,007	25,874
RECF	8°03'03,46970"B	34°57'05,45910"W	20,179	9109554,895	284931,043	20,179

Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev Hz (m)	Std Dev u (m)
IGRM	0,003	0,003	0,005	0,010
MR	0,004	0,006	0,008	0,014
RECF	0,000	0,000	0,000	0,000

Name	dN (m)	dE (m)	dH (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
IGRM-RECF	-4215,920	-10921,164	-26,563	0,004	0,009
MR-RECF	-3946,365	-10862,964	-5,695	0,007	0,014

Adjustment type: Plane + Height, Minimal constraint  
 Confidence level: 95 %  
 Number of adjusted points: 3  
 Number of plane control points: 1  
 Number of used GPS vectors: 2  
 A posteriori plane or 3D UWE: 1, Bounds: ( 1, 1 )  
 Number of height control points: 1  
 A posteriori height UWE: 1, Bounds: ( 1, 1 )

## Dados GNSS

Página 1 de 1

Name	WG884 Latitude	WG884 Longitude	WG884 Ell.Height (m)	Grid Northing (m)	Grid Easting (m)	Elevation (m)
IGRM	8°00'47,90803°S	34°51'08,21601°W	46,723	9113770,817	295852,218	46,723
INSC	8°01'00,05118°S	34°50'56,17839°W	2,774	9113399,388	296222,553	2,774
MIR	8°00'56,67272°S	34°51'10,15642°W	25,874	9113501,260	295794,007	25,874
PDB	8°00'48,27621°S	34°50'42,10238°W	-0,278	9113763,103	296652,007	-0,278
POC	8°01'01,05131°S	34°50'53,59037°W	0,295	9113369,017	296301,950	0,295
PRVR	8°01'10,66553°S	34°51'13,92535°W	-3,329	9113070,819	295680,523	-3,329
R13M	8°00'56,81640°S	34°51'12,67693°W	14,566	9113496,497	295716,835	14,566
RBHO	8°00'57,04037°S	34°51'14,66129°W	4,812	9113489,341	295656,095	4,812
RECF	8°03'03,46970°S	34°57'05,45910°W	20,179	9109554,895	284931,043	20,179
SOA01	8°00'47,80392°S	34°50'51,52256°W	32,805	9113776,318	296363,446	32,805
VRPE	8°01'13,54456°S	34°51'13,34112°W	-2,975	9112982,443	295698,815	-2,975

Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev Hz (m)	Std Dev u (m)
IGRM	0,003	0,004	0,005	0,010
INSC	0,013	0,012	0,018	0,041
MIR	0,004	0,006	0,007	0,013
PDB	0,012	0,015	0,020	0,036
POC	0,012	0,012	0,017	0,034
PRVR	0,004	0,006	0,007	0,013
R13M	0,006	0,007	0,009	0,021
RBHO	0,114	0,211	0,240	0,306
RECF	0,000	0,000	0,000	0,000
SOA01	0,005	0,003	0,006	0,013
VRPE	0,009	0,012	0,015	0,026

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
IGRM-RECF	-4215,922	-10921,174	-26,544	0,005	0,010
INSC-RECF	-3844,494	-11291,510	17,405	0,018	0,041
MIR-RECF	-3946,365	-10862,963	-5,695	0,007	0,013
PDB-RECF	-4208,209	-11720,963	20,457	0,019	0,036
POC-RECF	-3814,122	-11370,907	19,884	0,017	0,034
PRVR-RECF	-3515,924	-10749,480	23,508	0,007	0,013
R13M-RECF	-3941,602	-10785,792	5,613	0,009	0,021
RBHO-RECF	-3934,447	-10725,052	15,367	0,240	0,306
RECF-SOA01	4221,423	11432,403	12,626	0,006	0,013
RECF-VRPE	3427,549	10767,771	-23,154	0,015	0,026

Adjustment type: Plane + Height, Minimal constraint  
Confidence level: 95 %  
Number of adjusted points: 11  
Number of plane control points: 1  
Number of used GPS vectors: 10  
A posteriori plane or 3D UWE: 1 , Bounds: ( 1 , 1 )  
Number of height control points: 1  
A posteriori height UWE: 1 , Bounds: ( 1 , 1 )

## Dados GNSS

Página 1 de 1

Name	WG884 Latitude	WG884 Longitude	WG884 Ell.Height (m)	Grid Northing (m)	Grid Easting (m)	Elevation (m)
IGRM	8°00'47,90810"S	34°51'08,21637"W	46,742	9113770,815	295852,207	46,742
INSC	8°01'00,05118"S	34°50'56,17854"W	2,749	9113399,388	296222,549	2,749
MR	8°00'56,67271"S	34°51'10,15640"W	25,874	9113501,260	295794,007	25,874
PDB	8°00'48,27699"S	34°50'42,10156"W	-0,463	9113763,079	296652,032	-0,463
PDC	8°01'01,05067"S	34°50'53,59077"W	0,187	9113369,036	296301,938	0,187
PRVR	8°01'10,66541"S	34°51'13,92504"W	-3,291	9113070,823	295680,533	-3,291
R13M	8°00'56,81607"S	34°51'12,67664"W	14,621	9113496,507	295716,844	14,621
RBHO	8°00'57,04087"S	34°51'14,65650"W	4,785	9113489,327	295656,242	4,785
SOA01	8°00'47,80517"S	34°50'51,52247"W	32,800	9113776,279	296363,449	32,800
VRPE	8°01'13,54445"S	34°51'13,34113"W	-2,932	9112982,447	295698,814	-2,932

Name	Std Dev n (m)	Std Dev e (m)	Std Dev Hz (m)	Std Dev u (m)
IGRM	0,000	0,000	0,000	0,000
INSC	0,002	0,002	0,003	0,008
MR	0,000	0,000	0,000	0,000
PDB	0,006	0,005	0,008	0,022
PDC	0,003	0,003	0,004	0,009
PRVR	0,002	0,002	0,003	0,005
R13M	0,004	0,004	0,006	0,016
RBHO	0,002	0,003	0,003	0,007
SOA01	0,006	0,005	0,008	0,022
VRPE	0,002	0,003	0,003	0,007

Name	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	Horz RMS (m)	Vert RMS (m)
IGRM-INSC	-371,430	370,339	-43,988	0,002	0,003
IGRM-PDB	-7,719	799,809	-47,179	0,017	0,041
IGRM-PDC	-401,780	449,726	-46,538	0,002	0,005
IGRM-PRVR	-699,995	-171,681	-50,022	0,001	0,003
IGRM-R13M	-274,308	-135,361	-32,116	0,003	0,007
IGRM-RBHO	-281,488	-195,965	-41,956	0,001	0,002
IGRM-SOA01	5,466	511,235	-13,945	0,006	0,015
IGRM-VRPE	-788,370	-153,398	-49,653	0,007	0,015
INSC-MR	101,868	-428,552	23,139	0,003	0,005
INSC-PDC	-30,354	79,391	-2,561	0,002	0,004
MR-PDB	261,824	858,029	-26,349	0,005	0,009
MR-PDC	-132,219	507,935	-25,735	0,003	0,008
MR-PRVR	-430,436	-113,472	-29,171	0,001	0,001
MR-R13M	-4,755	-77,162	-11,318	0,006	0,018
MR-RBHO	-11,930	-137,765	-21,135	0,007	0,018
MR-SOA01	275,010	569,444	6,946	0,006	0,012
MR-VRPE	-518,812	-95,189	-28,805	0,002	0,003
PDB-SOA01	13,206	-288,582	33,252	0,004	0,009
PRVR-VRPE	-88,376	18,280	0,358	0,001	0,002
R13M-RBHO	-7,182	-60,600	-9,845	0,004	0,010

Adjustment type: Plane + Height, Constraint  
Confidence level: 96 %  
Number of adjusted points: 10  
Number of plane control points: 2  
Number of used GPS vectors: 20  
A posteriori plane or 3D UWE: 2,262447 , Bounds: ( 0,7187968 , 1,280826 )  
Number of height control points: 2  
A posteriori height UWE: 2,868038 , Bounds: ( 0,8065301 , 1,384833 )

## APÊNDICE D – RELATÓRIOS ASTGEO TOP

relatório de saída utm poligonal 1.txt

11/05/2018

Software: AstGeoTop  
 Autor: Prof. Dr. Silvio Jacks dos Anjos Garnés  
 Departamento de Eng. Cartográfica/UFPE  
 Módulo: Transp.CoordenadasUTM @ Versão 30.10.2014

Sistema Geodésico de Referência : SIRGAS2000  
 Fuso e Meridiano Central UTM : F= 25 MC= 33° W.Gr. Hemisfério : S

Pontos de Controle UTM

Estação Ré: SOA01

E = 296363,449

N = 9113776,279

Estação Inicial: PDB

E = 296652,032

N = 9113763,079

h = -0,463

Azimute UTM : PDB - SOA01 = 272°37'08,13"

Distância UTM : PDB - SOA01 = 288,885 m

Redução Angular : PDB - SOA01 = -0°00'00,00686"

### CADERNETA DE CAMPO

Estação	PtoVis.	AngH	D.Incl	Desnível	dAz Ré"	dAz Va"
PDB	RNCELPE	181°10'14,0"	31,761	0,268	-0,0069	0,0011
RNCELPE	PRAIA	225°14'20,5"	72,714	-0,808	-0,0011	0,0285
PRAIA	FORTIN	256°53'42,3"	86,692	-0,157	-0,0285	0,0364
FORTIN	GIBI	192°54'51,3"	137,069	-0,043	-0,0364	0,0468
GIBI	RNFT	203°18'24,0"	85,646	-0,030	-0,0468	0,0136
RNFT	PEIX	134°01'20,3"	100,849	0,065	-0,0136	0,0470
PEIX	CORRE	197°59'24,5"	82,992	-0,138	-0,0470	0,0309
CORRE	RNCOR	213°08'55,0"	39,721	0,467	-0,0309	0,0045
RNCOR	PRSC	201°47'22,7"	53,488	0,535	-0,0045	-0,0044
PRSC	INSC	191°49'51,7"	85,019	2,580	0,0044	-0,0158

### COORDENADAS NO SISTEMA PROJEÇÃO UTM UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR

Estação	E	N	h
PDB	296652,032	9113763,079	-0,463
RNCELPE	296683,726	9113760,980	-0,195
PRAIA	296731,406	9113706,075	-1,003
FORTIN	296680,537	9113635,864	-1,160
GIBI	296577,334	9113545,636	-1,203
RNFT	296495,804	9113519,373	-1,233
PEIX	296451,326	9113428,849	-1,168
CORRE	296393,505	9113369,301	-1,306
RNCOR	296354,753	9113360,572	-0,839
PRSC	296301,935	9113369,027	-0,304
INSC	296222,551	9113399,383	2,276

### COORDENADAS GEODÉSICAS A PARTIR DAS COORDENADAS UTM TRANSPORTADAS

ESTAÇÃO	LATITUDE	LONGITUDE	ALTITUDE
PDB	-8°00'48,27700"	-34°50'42,10155"	-0,463
RNCELPE	-8°00'48,34996"	-34°50'41,06699"	-0,195
PRAIA	-8°00'50,14390"	-34°50'39,51819"	-1,003
FORTIN	-8°00'52,42162"	-34°50'41,18944"	-1,160
GIBI	-8°00'55,34318"	-34°50'44,57252"	-1,203
RNFT	-8°00'56,18605"	-34°50'47,23851"	-1,233
PEIX	-8°00'59,12581"	-34°50'48,70410"	-1,168
CORRE	-8°01'01,05546"	-34°50'50,60083"	-1,306
RNCOR	-8°01'01,33389"	-34°50'51,86745"	-0,839
PRSC	-8°01'01,05095"	-34°50'53,59087"	-0,304
INSC	-8°01'00,05136"	-34°50'56,17847"	2,276

relatório de saída utm poligonal 1.txt

11/05/2018

Sistema Geodésico de Referência : SIRGAS2000

Fuso e Meridiano Central UTM : F= 25 MC= 33° W.Gr. Hemisfério : S

Pontos de Controle UTM

Estação Ré: RNFT

E = 296495,804

N = 9113519,373

Estação Inicial: PDC

E = 296301,935

N = 9113369,027

h = -0,304

Azimute UTM : PDC - RNFT = 52°12'22,73"

Distância UTM : PDC - RNFT = 245,335 m

Redução Angular : PDC - RNFT = -0°00'00,07815"

-----  
CADERNETA DE CAMPO  
-----

Estação	PtoVis.	AngH	D.Incl	Desnível	dAs Ré"	dAs Va"
PDC	AV1	104°15'32,3"	92,647	0,212	-0,0782	0,0442
AV1	FIDEM	177°11'30,0"	94,094	-0,928	-0,0442	0,0438
FIDEM	AV2	205°58'19,0"	97,601	-0,438	-0,0438	0,0507
AV2	AV3	181°42'21,7"	123,997	-0,880	-0,0507	0,0644
AV3	RNPRJ	99°14'00,0"	45,284	0,200	-0,0644	0,0043
RNPRJ	PRL1	251°23'38,2"	128,373	-0,274	-0,0043	0,0661
PRL1	PRL2	179°57'49,5"	92,749	-0,479	-0,0661	0,0477
PRL2	PRL3	207°38'35,0"	73,073	-0,695	-0,0477	0,0358
PRL3	P.ESQ	259°02'48,2"	123,620	0,085	-0,0358	-0,0096
P.ESQ	VRPE	156°31'14,0"	140,012	-0,433	0,0096	0,0187
VRPE	PRVR2	226°31'03,5"	90,991	-0,337	-0,0187	-0,0249
PRVR2	RNIGSS	200°26'27,7"	35,355	0,252	0,0249	-0,0145
RNIGSS	AUX1	152°29'58,3"	200,049	-0,359	0,0145	-0,0424
AUX1	AUX2	173°29'00,2"	166,369	1,146	0,0424	-0,0269
AUX2	RNNSBH	268°14'45,2"	72,639	2,552	0,0269	-0,0363
RNNSBH	RBH	193°06'11,0"	40,825	4,456	0,0363	-0,0184
RBH	R13M	186°57'09,2"	61,795	9,854	0,0184	-0,0256

-----  
COORDENADAS NO SISTEMA PROJEÇÃO UTM UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR  
-----

Estação	E	N	h
PDC	296301,935	9113369,027	-0,304
AV1	296338,934	9113284,077	-0,092
FIDEM	296380,690	9113199,749	-1,020
AV2	296381,322	9113102,140	-1,458
AV3	296378,434	9112978,166	-2,338
RNPRJ	296422,954	9112969,860	-2,138
PRL1	296440,906	9112842,734	-2,412
PRL2	296453,935	9112750,895	-2,891
PRL3	296429,458	9112682,038	-3,586
P.ESQ	296307,219	9112700,559	-3,501
VRPE	296171,878	9112664,638	-3,934
PRVR2	296094,414	9112712,394	-4,271
RNIGSS	296072,692	9112740,293	-4,019
AUX1	295890,771	9112823,561	-4,378
AUX2	295732,600	9112875,191	-3,232
RNNSBH	295753,006	9112944,867	-0,680
RBH	295772,946	9112980,216	3,776
R13M	295809,133	9113029,337	13,630

## ANEXO A – RELATÓRIO DA ESTAÇÃO RECF



**RBMC - Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS**  
**Relatório de Informação de Estação**  
**RECF - Recife**

### 0. Formulário

Preparado por: Centro de Controle Eng. Kátia Duarte Pereira - RBMC  
 Data: 06/01/2000  
 Atualização: 20/03/2015 - Troca de equipamento

### 1. Identificação da estação GPS

Nome da Estação: RECIFE  
 Ident. da Estação: RECF  
 Inscrição no Monumento: SAT- 93110-1999  
 Código Internacional: [93110](#)  
 Informações Adicionais: Esta estação pertence à Rede de Densificação do IGS e à Rede de Referência do SIRGAS

### 2. Informação sobre a localização

Cidade: Recife  
 Estado: Pernambuco  
 Informações Adicionais: Pino de centragem forçada com uma chapa cravada no pilar de concreto de base retangular, medindo 0,40 x 0,22 m e altura de 1,37 m acima da laje de concreto do prédio da Biblioteca. 1,37m do nível do terraço, na parte sul da laje de concreto da Biblioteca Central da UFPE, na Avenida dos Reitores, bairro Cidade Universitária e a 0,60 km além da RN 3640 X.

### 3. Coordenadas oficiais

#### 3.1. SIRGAS2000 (Época 2000.4)

Coordenadas Geodésicas			
Latitude:	- 08° 03' 3,4697"	Sigma:	0,001 m
Longitude:	- 34° 57' 5,4591"	Sigma:	0,002 m
Alt. Elip.:	20,179 m	Sigma:	0,002 m
Coordenadas Cartesianas			
X:	5.176.588,653 m	Sigma:	0,002 m
Y:	-3.818.162,162 m	Sigma:	0,001 m
Z:	-887.363,919 m	Sigma:	0,001 m
Coordenadas Planas (UTM)			
UTM (N):	9.109.554,895 m		
UTM (E):	284.931,043 m		
MC:	-33		

### 4. Informações do equipamento GNSS

#### 4.1. Receptor

- 4.1.1 Tipo do Receptor - TRIMBLE NETR8  
 Número de Série - 4923K35519  
 Versão do Firmware - 4.87 (Principal)  
 Atualização do Firmware - 03/02/2015 às 17:00 UTC
- 4.1.2 Tipo do Receptor - TRIMBLE NETR8  
 Número de Série - 4923K35519  
 Versão do Firmware - 4.85 (Principal)  
 Atualização do Firmware - 19/09/2014 às 12:00 UTC
- 4.1.3 Tipo do Receptor - TRIMBLE NETR8  
 Número de Série - 4923K35519  
 Versão do Firmware - 4.70 (Principal)  
 Atualização do Firmware - 14/03/2013 às 18:00 UTC