

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
INSTITUTO DE GEOGRAFIA – IG
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE AGRIMENSURA E CARTOGRÁFICA

FÁBIO MUNIZ ROZA

**AValiação DO DESEMPENHO DO NIVELAMENTO GNSS NA ZONA URBANA
DE MONTE CARMELO/MG**

MONTE CARMELO

2017

FÁBIO MUNIZ ROZA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO NIVELAMENTO GNSS NA ZONA
URBANA DE MONTE CARMELO/MG**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Instituto de Geografia da
Universidade Federal de Uberlândia
como requisito parcial para a obtenção
do título de Bacharel em Engenharia de
Agrimensura e Cartográfica.

Orientador: Prof. MSc. Vinicius
Francisco Rofatto

MONTE CARMELO

2017

FÁBIO MUNIZ ROZA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO NIVELAMENTO GNSS NA URBANA DE
MONTE CARMELO/MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Instituto de Geografia da Universidade
Federal de Uberlândia como requisito parcial
para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia de Agrimensura e Cartográfica.

Monte Carmelo (MG), 11 Dezembro de 2017

Prof. MSc. Vinicius Francisco Rofatto, UFU/MG

Prof. Dr. Wagner Carrupt Machado, UFU/MG

Prof^a. MSc. Suelem Farias Pinto, UFU/MG

A minha mãe Maria das Mercê Alves e a minha avó Letícia de Oliveira chagas Pavanello as quais foram maiores responsáveis pela pessoa que me tornei nos dias de hoje.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela oportunidade da realização deste sonho da graduação, pela proteção e por sempre ter guiado meus passos, me proporcionando coragem, força e paciência necessária diante dos obstáculos durante toda a minha caminhada.

A minha mãe e avó, que foram minhas maiores incentivadoras que sempre me apoiaram para que eu me tornasse uma pessoa melhor não só intelectualmente mas em todos os sentidos, pela confiança e esforço realizados para que eu pudesse chegar ao término dessa graduação.

Agradeço meu irmão Gustavo, pelos conselhos, apoio, acompanhamento e principalmente pela compreensão. Amigos que me ajudaram direto e indiretamente nas diversas situações em que necessitei.

A Universidade Federal de Uberlândia *Campus* Monte Carmelo e a todos os professores do curso de Engenharia de Agrimensura e Cartográfica, por me proporcionar condições de aprendizado e a bagagem de conhecimentos, onde pude aperfeiçoar meu aprendizado.

Aos técnicos do Laboratório de Topografia e Geodésia (LTGEO) do *Campus* Monte Carmelo Valdiney José Silva, Douglas Serato e Januário Chirieleison pela disponibilidade e apoio técnico nas atividades práticas referente a esse trabalho.

E finalmente ao meu orientador Vinicius Francisco Roffato pelos conhecimentos transmitidos, e a orientação prática e teórica para elaboração desse trabalho. E também aos membros presentes na banca examinadora Wagner Carrupt Machado e Suelem Farias Pinto.

RESUMO

O nivelamento geométrico e trigonométrico são técnicas geodésicas terrestres frequentemente utilizadas em aplicações de engenharia, por exemplo, em obras de barragens, construção de pontes, controle de enchentes, canais artificiais e saneamento básico. Contudo, dependendo da finalidade, tais técnicas podem não ser economicamente viáveis. O nivelamento geométrico apesar de ser o método mais acurado, geralmente, é o mais oneroso. O nivelamento trigonométrico é uma alternativa mais econômica, no entanto, tem as limitações devido à curvatura terrestre e problemas de refração atmosférica para linhas longas. Uma alternativa a estes métodos é o nivelamento por meio de técnicas espaciais, tal como o GNSS (*Global Navigation Satellite Systems*). Dependendo dos requisitos de precisão ou da aplicação de engenharia, o uso do nivelamento por GNSS, é preferível ao nivelamento geométrico, ou mesmo, trigonométrico. No entanto, o adensamento de edifícios, de obras de infraestrutura e outros elementos artificiais/naturais restringem a visão do horizonte de observação dos sinais dos satélites, em geral, permitindo a aquisição de sinais apenas de satélites em altas elevações. Com os sinais e a geometria dos satélites ruim, em geral, a solução do posicionamento é de baixa qualidade, principalmente na estimativa da componente altimétrica. Neste sentido, o presente estudo teve por objetivo avaliar o desempenho do GNSS sob a condição de um ambiente urbano na cidade de Monte Carmelo-MG. Diversos cenários de processamento de dados GNSS foram simulados, considerando diferentes períodos de rastreamento, taxas de coleta de dados e sistemas GNSS envolvidos. Os resultados mostram que o experimento realizado permitiu definir estratégias para otimizar o nivelamento, empregando receptores GNSS nas aplicações cotidianas em que as precisões encontradas atendam determinadas demandas, mostrando que o número de observações utilizadas no processamento dos dados GNSS influencia diretamente nas precisões. Assim comparando a técnica espacial de nivelamento por GNSS com as técnicas convencionais (geométrico e trigonométrico), essa comparação é válida para linhas de base curta.

Palavras-chave: GNSS, Nivelamento Geométrico, Nivelamento trigonométrico.

ABSTRACT

Geometric and trigonometric leveling are terrestrial geodetic techniques often used in engineering applications, for example, in dam works, bridge construction, flood control, artificial canals and basic sanitation. However, depending on the purpose, such techniques may not be economically feasible. Geometric leveling, while being the most accurate method, is usually the most costly. The trigonometric leveling is a more economical alternative, however, it has the limitations due to the terrestrial curvature and problems of atmospheric refraction for long lines. An alternative to these methods is the leveling by means of space techniques, such as GNSS (Global Navigation Satellite Systems). Depending on the accuracy requirements or the engineering application, the use of GNSS leveling is preferable to geometric, or even, trigonometric leveling. However, the thickening of buildings, infrastructure works and other artificial / natural elements restrict the view of the observation horizon of the satellite signals, in general, allowing the acquisition of signals from only satellites at high elevations. With the signals and the geometry of the satellites, in general, the solution of the positioning is of low quality, mainly in the estimation of the altimetric component. In this sense, the present study aimed to evaluate the performance of GNSS under the condition of an urban environment in the city of Monte Carmelo-MG. Several GNSS data processing scenarios were simulated, considering different tracking periods, data collection rates and GNSS systems involved. The results show that the experiment allowed to define strategies to optimize the leveling using GNSS receivers in daily applications in which the precisions found meet certain demands, showing that the number of observations used in GNSS data processing has a direct influence on the precisions. Thus comparing the GNSS leveling technique with conventional techniques (geometric and trigonometric), this comparison is valid for short baselines.

Keywords: GNSS, Geometric Leveling, Trigonometric leveling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diferença entre cota e altitude.....	14
Figura 2 - Nivelamento Geométrico – método das visadas iguais.....	16
Figura 3 - Nivelamento composto	17
Figura 4 - Erros no nivelamento geométrico	17
Figura 5 - Nivelamento trigonométrico	18
Figura 6 - Poligonal Fechada.....	20
Figura 7 – Simples diferença	24
Figura 8 - Dupla diferença.....	25
Figura 9 - Posicionamento Relativo	26
Figura 10 - Altitude geométrica e Ortométrica	27
Figura 11 - Mapa de Localização	29
Figura 12 - Análise da declividade e distância seção de nivelamento	30
Figura 13 - I) Multicaminho e II) Materialização dos pontos.	31
Figura 14 - Equipamentos utilizados.	31
Figura 15 - Valores adotados para as tolerâncias dos erros	35
Figura 16 - Vista gráfica do levantamento	37
Figura 17 - Vista resíduos do ponto em análise	41
Figura 18 - Média dos desvios padrão a diferentes tempos de rastreo e taxas de gravação.....	42
Figura 19 - Discrepâncias entre as altitudes (1) e (2)	44
Figura 20 - Paralelo dos perfis de altitudes.....	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fontes dos erros e seus efeitos nas observações GNSS.....	23
Tabela 2 - Características para o posicionamento Relativo Estático.....	26
Tabela 3 - Dados Manipulados 1	38
Tabela 4 - Dados Manipulados 2	38
Tabela 5 - Metodologia de coleta de dados.....	40
Tabela 6 - Comparativa entre os desvios padrão vertical entre processamentos	43
Tabela 7 - Comparação dos desníveis	46
Tabela 8 - Comparação entre métodos	47
Tabela 9 - Discrepâncias	48

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	OBJETIVOS.....	13
2.1	Objetivo Geral.....	13
2.2	Objetivo Específico	13
3	JUSTIFICATIVA.....	13
4	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	13
4.1	Noções de altimetria.....	13
4.2	Técnicas Geodésicas Terrestres de Nivelamento	15
4.2.1	Nivelamento geométrico.....	15
4.2.2	Nivelamento Trigonométrico.....	17
5	Levantamento Topográfico Planialtimétrico.....	19
5.1	Levantamento por Irradiação.....	19
5.2	Levantamento da poligonal.....	20
6	CONCEITOS E ELEMENTOS DOS SISTEMAS GNSS.....	21
6.1	Sistemas GNSS	21
6.2	Erros envolvidos nas observáveis GNSS.....	23
6.3.1	Simplex diferença (SD)	24
6.3.2	Dupla diferença (DD)	24
6.4	Métodos de Posicionamento	25
6.5	Posicionamento Relativo	26
6.6	Posicionamento Relativo Estático.....	26
7	Nivelamento por GNSS.....	27
8	Características e erros nas observações	27
9	MATERIAL E MÉTODOS.....	28
9.1	Área de Estudo	29
9.2	Planejamento	30
9.2.1	Pré-análise de campo	30
9.2.2	Visita ao local do levantamento	30
9.3	Equipamentos e coleta de dados	31
9.4	O Nível automático RL C32	32

9.4.1	Tolerância Altimétrica e o Cálculo do Erro Cometido.....	33
9.5	Estação Total Foif OTS 685	34
9.6	Hiper V.....	36
9.7	Experimento GNSS.....	37
9.8	Processamento e <i>softwares</i> utilizados	39
9.9	Experimento GNSS.....	40
10	EXPERIMENTOS E RESULTADOS	41
10.1	Avaliação da incerteza da altimetria por GNSS a partir de manipulações no <i>TEQC</i> 41	
10.2	Avaliação dos valores de incerteza na altimetria por GNSS a partir da análise das discrepâncias observadas para as diferentes manipulações no <i>TEQC</i>	43
10.3	Análise comparativa entre as técnicas de nivelamento clássico e o nivelamento pelo GNSS.....	45
11	ORÇAMENTO.....	48
	APÊNDICE A - Orçamento.....	53
	APÊNDICE B - Nivelamento Geométrico.....	54
	APÊNDICE C - Nivelamento Geométrico.....	58
	APÊNDICE D - Nivelamento trigonométrico	62
	APÊNDICE E - Nivelamento por GNSS	63

1 INTRODUÇÃO

O Nivelamento é uma técnica comum a ser aplicada quando se trata de processos pelos quais as elevações de pontos ou diferenças em altitudes são determinadas, sendo uma operação essencial na produção de dados para aplicações de engenharia, na determinação da altitude (Erenoglu; Cuneitb *et al* 2012).

O levantamento topográfico altimétrico ou também conhecido como nivelamento, tem como grande objetivo, a determinação das alturas relativas a uma superfície de referência, dos pontos de apoio e/ou dos pontos de detalhes, que implica no conhecimento de suas posições planimétricas, tendo em vista à representação altimétrica da superfície levantada (NBR 13.133, 1994).

Alguns aspectos devem ser considerados, a avaliação da acurácia em conjunto com sua finalidade, seguido pelo tempo de execução do trabalho que se deseja realizar, e consequentemente os seus custos. Segundo SOUZA, (2001) os métodos terrestres de medição historicamente sempre foram aplicados a levantamentos cadastrais por serem métodos tradicionais e capazes de fornecer medidas com melhor precisão, mas apresentam algumas limitações quanto à morosidade dos procedimentos de aquisição de dados no campo.

Os métodos mais comuns no nivelamento compreendem em geométrico (preciso), mas que em certas ocasiões não pode ser aplicado ou então não é economicamente viável, para tal caso o nivelamento trigonométrico geralmente é recomendado em trabalhos onde não é exigida precisão melhor e por ser mais econômico e rápido (KAHMEN 1988).

Após o conceito de nivelamento é importante que o profissional tenha conhecimento dos erros que influenciam no levantamento de campo. Em todos os trabalhos de nivelamento seja com nível e/ou estação Total, devem ser considerados a influência da curvatura e refração da terra, mas que pode ser negligenciada em linhas curtas (WOLF e GUILANI 2002).

Enquanto que nos métodos convencionais, considerados como terrestres, se mede diretamente ângulos e distâncias verticais e/ou horizontais, o sistema GNSS mede as alturas relacionadas a um elipsóide de referência, em que alguns casos podem ser suficiente, dependendo do tipo de levantamento. Mas que, segundo (SCHAAL, 1998), tem suas limitações que podem dificultar ou até impedir a realização do levantamento em áreas urbanas como árvores, edifícios que bloqueiam os sinais dos satélites, além do multicaminho que causam imprecisão do levantamento. Por esse motivo se faz necessário o uso das técnicas

terrestres de medição angular e linear, utilizando níveis e estações totais para determinações de pontos intervisíveis em áreas impossibilitadas de receber sinais do GNSS.

Dentre as técnicas de levantamentos geodésicos para a determinação de desníveis entre pontos, foram utilizadas, nesse trabalho, as técnicas geodésicas terrestres de nivelamento (Geométrico e Trigonométrico) utilizando nível ou estação total e a técnica geodésica espacial com a utilização de receptores GNSS (Relativo estático).

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Avaliar o desempenho do nivelamento com GNSS em um cenário urbano na cidade de Monte Carmelo-MG.

2.2 Objetivo Específico

- Avaliar o desempenho do método relativo estático para diferentes sessões de levantamento (30 min, 15 min, 5 min) e diferentes taxas de coleta de dados (1s, 5s e 15s) utilizando dados de simples frequência (L1);
- Avaliar o impacto da combinação GPS/GLONASS com dados L1;
- Análise da confiabilidade externa do nivelamento GNSS por meio dos resultados advindos do nivelamento geométrico e trigonométrico.

3 JUSTIFICATIVA

Sempre houve uma grande demanda pelos nivelamentos geométrico e trigonométrico, os quais são utilizados frequentemente em obras de engenharia. O princípio de tais métodos é a obtenção do desnível. Mas que ainda existem algumas limitações e morosidade nos procedimentos de aquisição dos dados. Enquanto o nivelamento por GNSS já se tem mais simplicidade operacional mas que pode demonstrar a sua potencialidade para fins altimétricos para obtenção de informação altimétrica de importância, que é a altitude.

4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

4.1 Noções de altimetria

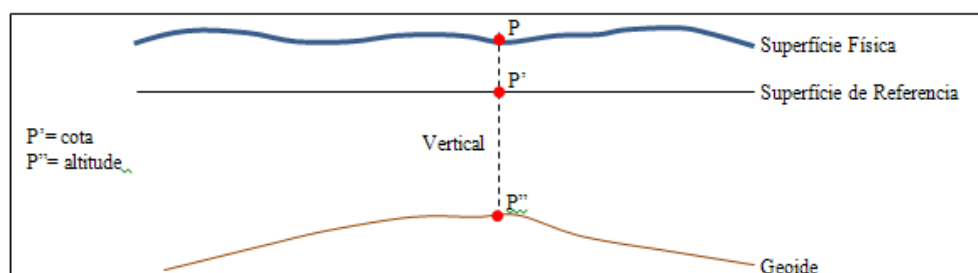
Altimetria é um ramo da Topografia que tem por objetivo determinar os valores de cotas e/ou altitude elipsoidal, utilizando equipamentos como nível, estação total e receptores GNSS. A altimetria é de grande importância em um projeto, por isso, os diferentes métodos e equipamentos disponíveis no mercado atendem todos os requisitos para a representação do relevo do solo e, por consequência, complementando os dados da planimetria. O estudo do relevo de um terreno, consiste na determinação das alturas de seus pontos, superfície de nível que se toma como elemento de comparação, denominada equipotencial (COMASTRI, 1998).

De acordo com Veiga, Zanetti e Faggion (2007) a determinação da cota/altitude é uma atividade de extrema relevância na engenharia. Alguns projetos utilizam a técnica de nivelamento como, por exemplo: projetos de estradas, recalques de estruturas entre outros. Existem distintos métodos para determinar os desníveis, com precisões que variam de alguns centímetros até sub-milímetro (utilizando o micrômetro), e o emprego desses métodos irá depender da finalidade de cada trabalho a ser executado.

Um bom profissional deve sempre ter conhecimento dos termos mais utilizados nesse tipo de trabalho e que são relevantes para o bom andamento do projeto.

- **Cota:** distância medida na vertical de um ponto da superfície física até o plano de referência arbitrário;
- **Altitude ortométrica:** é a distância medida na vertical entre um ponto da superfície física terrestre e a superfície de referência (geoide).

Figura 1 - Diferença entre cota e altitude



Fonte: Adaptado de Veiga, Zanetti e Faggion, 2007.

Já de acordo com Tuler e Saraiva (2014), quando se refere à diferença de nível e declividade os termos são apresentados da seguinte forma:

Diferença de nível: pode se entender como a diferença de altura entre dois pontos topográficos, tal diferença pode estar associada às altitudes ou cotas desses pontos, onde se

pode obter valores positivos ou negativos caso esteja acima ou abaixo daquele tomado como referência. Para fins de cálculos, as nomenclaturas das equações são simbolizadas normalmente por DN_{A-B} (Diferença de nível entre A e B) ou ΔN_{A-B} (Variação de Nível entre A e B) (Equação 1 e 2).

$$DN_{A-B} = \text{Cota B} - \text{Cota A} \quad (1)$$

Ou

$$DN_{A-B} = \text{Altitude B} - \text{Altitude A} \quad (2)$$

Declividade: também conhecida como inclinação do terreno. É a razão entre a diferença de nível e a distância horizontal entre dois pontos, podendo ser expressa em porcentagem (%) multiplicando-se o resultado por 100 ou, caso não seja, é expresso na unidade de medida m/m (metro por metro) (Equação 3).

$$i(\%) = \frac{D_n}{D_h} * 100, \quad (3)$$

Onde:

D_n → diferença de nível (m)

D_h → distância horizontal (m).

A representação do relevo em projetos de engenharia utiliza-se da altimetria ou nivelamento os quais envolvem os métodos de levantamentos topográficos convencionais (geométrico e trigonométrico) conhecidos também como técnicas geodésicas terrestres de levantamento e o uso de receptor GNSS considerada uma técnica geodésica espacial.

4.2 Técnicas Geodésicas Terrestres de Nivelamento

4.2.1 Nivelamento geométrico

O Nivelamento Geométrico, ou também conhecido como nivelamento direto, baseia-se na realização de medida da diferença de nível entre pontos do terreno por intermédio de leituras correspondentes a visadas horizontais, obtidas com um nível, em miras colocadas verticalmente nos referidos pontos. Levantamento que objetiva, puramente, a determinação das alturas relativas a uma superfície de referência, dos pontos de apoio e/ou dos pontos de

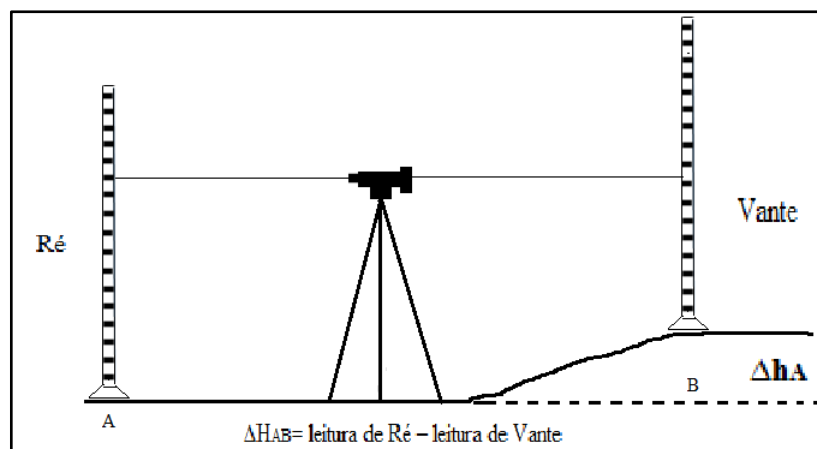
detalhes, pressupondo-se o conhecimento de suas posições planimétricas, visando à representação altimétrica da superfície levantada (NBR 13133).

A divisão dos métodos de nivelamento geométrico pode ser feita da seguinte maneira:

- Visadas iguais;
- Visadas extremas;
- Visadas recíprocas;
- Visadas equidistantes.

Para esse trabalho o nivelamento geométrico utilizado é o de visadas iguais, é o método mais preciso bastante utilizado em aplicações na engenharia. Ele consiste no posicionamento de duas miras que são colocadas à mesma distância do nível, sobre os pontos que deseja-se determinar o desnível, sendo então efetuadas as leituras (figura 2). É um processo onde o desnível é determinado pela diferença entre a leitura de ré e a de vante (VEIGA, et. al 2012).

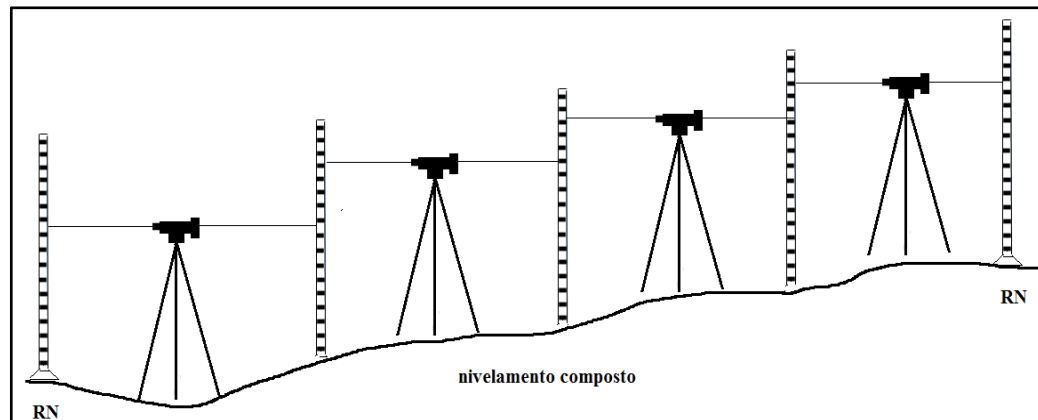
Figura 2 - Nivelamento Geométrico – método das visadas iguais.



Fonte: Veiga, Zanetti, Faggion (2012)

O nivelamento geométrico poderá ainda ser simples ou composto, no nivelamento geométrico simples o desnível entre os pontos de interesse é determinado com apenas uma única instalação do equipamento, ou seja, um único lance. Considerando que neste trabalho, o nivelamento geométrico aplicado como sendo o composto, onde Veiga, Zanetti e Faggion (2007) relatam que o desnível entre os pontos serão determinados a partir de vários lances, sendo o desnível final calculado pela somatória dos desníveis de cada lance (Figura 3).

Figura 3 - Nivelamento composto

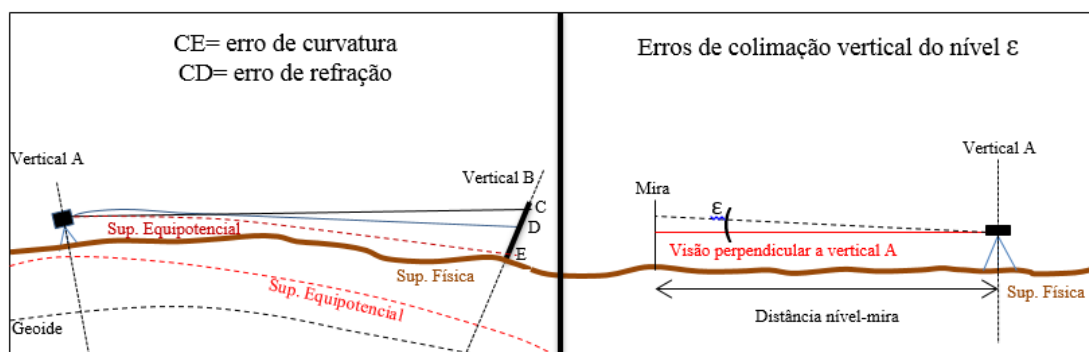


Fonte: Veiga, Zanetti, Faggion

Este método também sofre com os erros: sistemáticos, aleatórios e grosseiros. De acordo com Faggion (2012), existem alguns erros instrumentais, que afetam a precisão e acurácia das medidas. Alguns erros podem ser corrigidos a partir de modelagem matemática e outros através da retificação do equipamento, dentre os erros destacam-se, Figura 4.

- Erro de colimação;
- Refração Atmosférica;
- Curvatura terrestre.

Figura 4 - Erros no nivelamento geométrico



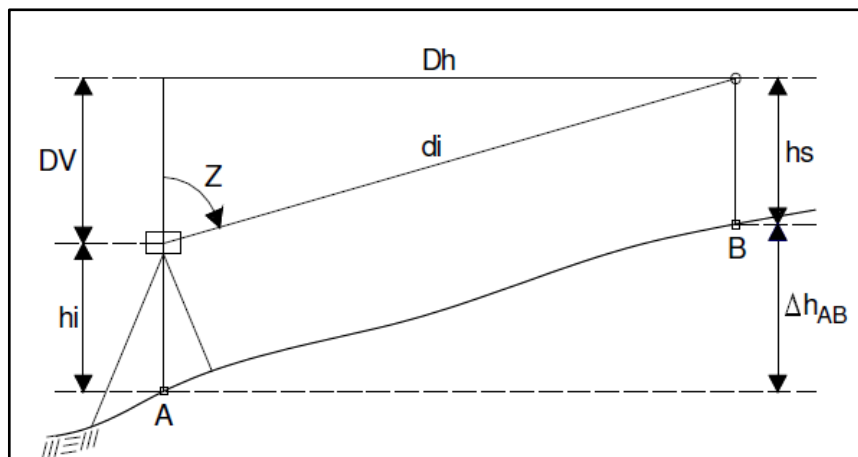
Fonte: Adaptado de Nadal, (s.d.).

4.2.2 Nivelamento Trigonométrico

O nivelamento trigonométrico constitui na resolução de um triângulo retângulo. Portanto, é preciso coletar, em campo, dados relativos à distância (horizontal ou inclinada), ângulos (verticais, zenitais ou nadirais), além da altura do instrumento e da mira, como

mostra a Figura 5 (VEIGA, et. al 2012). De acordo com a NBR 13133, referê-se ao nivelamento que efetua a mensuração da discrepância de nível entre pontos do terreno, indiretamente, a contar da determinação do ângulo vertical da direção que os une e da distância entre estes, fundamentando-se na relação trigonométrica entre o ângulo e a distância medidos, tendo em consideração a altura do centro do limbo vertical do teodolito ao terreno e a altura, sobre o terreno, do sinal pretendido.

Figura 5 - Nivelamento trigonométrico



Fonte: Veiga, Zanetti, Faggion (2012).

Onde:

Dh_{AB} = Desnível entre os pontos A e B sobre o terreno;

hi = Altura do instrumento;

hs = Altura do sinal (prisma);

Di = Distância inclinada;

Dh = Distância horizontal;

Dv = Distância vertical;

Z = Ângulo zenital.

$$DV + hi = hs + Dh_{AB} \quad (4)$$

$$Dh_{AB} = hi - hs + DV$$

Sabe se que:

$$\text{Tg}(Z) = \frac{Dh}{DV} \quad (5)$$

Então:

$$DV = \frac{Dh}{\text{Tg}(Z)} = Dh \times \cotg(Z) \quad (6)$$

ou ainda:

$$DV = Di \times \cos(Z) \quad (7)$$

Substituindo a equação (5) em (6) obtém-se:

$$Dh_{AB} = hi - hs + [Dh \times \cot g(Z)] \quad (6)$$

Substituindo a equação (7) em (4) obtém-se:

$$Dh_{AB} = hi - hs + [Di \times \cos(Z)] \quad (8)$$

Esta se define na mesma técnica utilizada por uma estação total para levantamento de pontos cotados, com ela obtém-se precisões na ordem centimétrica para desníveis, sendo atualmente a mais utilizada nas práticas topográficas, pois permite a precisão para construção de uma planta topográfica (Tuler e Saraiva 2014).

5 Levantamento Topográfico Planialtimétrico

Para Tuler e Saraiva (2014) a proposta da planialtimetria é utilizar os processos planimétricos e altimétricos para representação de um determinado trecho da terra, com objetivo de levantar dados para construção de uma planta topográfica. Ainda de acordo com Tuler e Saraiva (2014), as medidas angulares e lineares são tomadas considerando os planos horizontal e vertical, para que possa conter informações planimétricas (limites de propriedades, rios, estradas, etc) e altimétricas (delimitação de vales, talwegues, etc), o que caracteriza a planialtimetria é uma nova dimensão a ser avaliada, como a cota e/ou altitude dos vários pontos do terreno, que deve ser obtida pelo nivelamento. Atualmente a materialização da planialtimetria é definida pela implantação de poligonais e pelo uso do nivelamento trigonométrico, que geralmente é desenvolvida em torno da área servindo de base e apoio para o levantamento, enquanto método de irradiação, método a ser visto a seguir, tem por finalidade determinar os pontos capazes de representar os acidentes naturais e artificiais do local (Tuler e Saraiva 2014).

5.1 Levantamento por Irradiação

Segundo Espartel (1977), o método de irradiação também é visto como método da decomposição em triângulos ou das coordenadas polares. É normalmente empregado na

observação de pequenas superfícies relativamente planas. Para (RODRIGUES, 2007) a irradiação é o método onde se calcula coordenada a partir de direções horizontais, azimutes, distâncias inclinadas e ângulos zenitais. O aparelho é instalado e referenciado. Com a estação total pode se medir direções horizontais, ângulos zenitais (Z) e distâncias inclinadas eletronicamente.

5.2 Levantamento da poligonal

Para a realização do levantamento de uma poligonal utiliza-se o método de caminhamento, onde se percorre o contorno de determinado caminho definido por uma série de pontos, mede-se os ângulos, lados e uma orientação inicial para obtenção de uma coordenada de partida, assim sendo possível calcular as coordenadas dos pontos que formam esta poligonal (VEIGA, et. al 2012).

A NBR 13133 (ABNT, 1994) descreve que as poligonais podem ser classificadas como, poligonal principal, secundária e auxiliar, descritas a seguir:

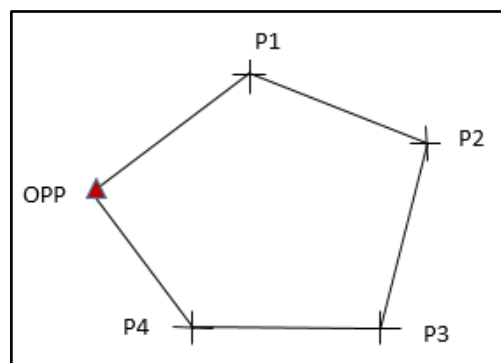
Poligonal principal: poligonal que determina os pontos de apoio topográfico de primeira ordem;

Poligonal secundária: aquela que, apoiada nos vértices da poligonal principal determina os pontos de apoio topográfico de segunda ordem;

Poligonal auxiliar: poligonal que, baseada nos pontos de apoio topográfico planimétrico, tem seus vértices distribuídos na área ou faixa a ser levantada, de tal forma que seja possível coletar, direta ou indiretamente, por irradiação, interseção ou ordenadas sobre uma linha de base, os pontos de detalhes julgados importantes, que devem ser estabelecidos pela escala ou nível de detalhamento do levantamento.

As poligonais levantadas em campo ainda poderão ser fechadas, enquadradas ou abertas (Veiga, Zanetti e Faggion, 2012), lembrando que para esse trabalho foi utilizada somente a poligonal fechada descrita abaixo: **Poligonal fechada:** parte de um ponto com coordenadas conhecidas e retorna ao mesmo ponto, sua principal vantagem é permitir a verificação de erro de fechamento angular e linear Figura 6.

Figura 6 - Poligonal Fechada



Fonte: Adaptado de Veiga, Zanetti e Faggion, 2012.

6 CONCEITOS E ELEMENTOS DOS SISTEMAS GNSS

6.1 Sistemas GNSS

A terminologia GNSS é utilizada para designar os sistemas de posicionamento global por satélites, e algumas infraestruturas espaciais, como o *Satellite Based Augmentation System* (SBAS), e terrestres, como o *Ground Based Augmentation System* (GBAS), proporcionando maior precisão se integrados aos sistemas de navegação global. O GNSS contempla os sistemas: *NAVigation System with Timing And Ranging – Global Positioning System* (NAVSTAR-GPS) norte americano; *Globalnaya Navigatsionnaya Sputnikovaya Sistema* (GLONASS) Russo; (GALILEU) europeu; e *China's Compass Navigation Satellite System – CNSS* (Compass/Beidou) chinês (IBGE,2008).

O princípio deste sistema faz com que um usuário, em qualquer local da superfície terrestre, possa dispor de no mínimo quatro satélites para serem rastreados, a qualquer hora do dia. Com esse número de satélites é possível obter a posição tridimensional de um ponto em qualquer lugar do globo terrestre em tempo real. Neste processo estão envolvidas quatro incógnitas, que são as coordenadas cartesianas X, Y e Z do ponto a ser determinado e o erro do relógio do receptor, causado pelo não sincronismo do tempo, entre os sistema do receptor e os dos satélites (MONICO, 2008).

De acordo com Monico (2008), o Sistema Global de Navegação por Satélite transmite 2 tipos de observáveis que permitem determinar a posição de um objeto, a velocidade e o tempo, são elas:

- Pseudodistância a partir do código; e a
- Diferença de fase da onda portadora.

A pseudodistância, derivada do código, é obtida da correlação entre o código gerado pelo satélite no instante de transmissão e sua réplica gerada no receptor no instante de recepção, multiplicado pela velocidade da luz (SEEBER, 2003). É a distância medida entre o satélite e a antena do receptor, referida às épocas de emissão e recepção dos códigos (LEICK, 1995). A equação de observação da pseudodistância é descrita abaixo Equação 5, (adaptada de MONICO, 2008):

$$PD_r^s = \rho_r^s + c(dt_r - dt^s) + I_r^s + T_r^s + dm_r^s + \varepsilon PD_r^s \quad (9)$$

- ρ_r^s : distância geométrica entre o satélite, no instante de transmissão do sinal, e o receptor, no instante de recepção do sinal;
- c : velocidade da luz no vácuo, em m/s;
- dt_r : erro do relógio do receptor em relação ao tempo GPS, em segundos;
- dt^s : erro do relógio do satélite em relação ao tempo GPS, em segundos;
- I_r^s : erro causado pela ionosfera, em metros;
- T_r^s : erro causado pela troposfera, em metros;
- dm_r^s : erro causado pelo multicaminho, em metros;
- εPD_r^s : erro da medida de pseudodistância devido aos efeitos não modelados e aleatórios, em metros.

A medida da fase da onda portadora (0λ) (mais precisa que a pseudodistância) é realizada através da diferença entre a fase do sinal gerada no satélite, recebida no receptor, e a fase do sinal gerada no receptor, ambas no instante de recepção do sinal, resultando em uma medida fracionária. A partir de então, o receptor conta o número de ciclos inteiros que entram na antena do receptor, resultando em uma medida contínua. A ambiguidade representada por (N) determina o número de ciclos inteiros entre o satélite (s) e o receptor (r) no momento em que o receptor realiza a primeira medida (MONICO, 2008). Monico (2008), descreve a equação da fase de batimento da onda portadora como sendo (Equação 6).

$$\phi_r^s(t) = f \left(\frac{\rho_r^s - I_r^s + T_r^s + dm_r^s}{c} \right) + f(dt_r - dt^s) + (\phi_t^e(t_0) - \phi_r(t_0)) + N_r^s + \varepsilon_{\phi_r}^s \quad (10)$$

Onde:

- f : frequência da fase;
- $\phi_t^e(t_0)$: fase gerada no satélite, na época de referência t_0 ;
- $\phi_r(t_0)$: fase recebida no receptor, na época de referência t_0 ;
- N_r^s : ambiguidade da fase;

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

6.2 Erros envolvidos nas observáveis GNSS

Segundo Caldas (2014) todas as medidas realizadas a partir do GNSS, sejam a (pseudodistância ou fase da portadora) são vulneráveis a erros que prejudicam a precisão das posições levantadas.

A precisão que pode ser obtida das observáveis GNSS através da pseudodistância, pode se aproximar em unidades métricas ou até mesmo em alguns decímetros, já na fase da onda portadora, a acurácia obtida poderá ser de poucos centímetros ou até mesmo em unidades milimétricas, (MONICO, 2008).

Cabe ressaltar que, além das observáveis destacadas acima outras podem ser obtidas com o GNSS (variação Doppler, Razão Sinal Ruído (SNR) e outros). Como todas as observáveis envolvidas no processo de mensuração estão sujeitas a erros aleatórios, sistemáticos e grosseiros, alguns deles podem ser reduzidos e ou eliminados com certos procedimentos, (MONICO, 2008).

A Tabela 1 detalha as fontes e os efeitos dos erros sistemáticos envolvidos nas observáveis, considerando as fontes (satélite, propagação do sinal, receptor/ antena e a própria estação).

Tabela 1- Fontes dos erros e seus efeitos nas observações GNSS

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

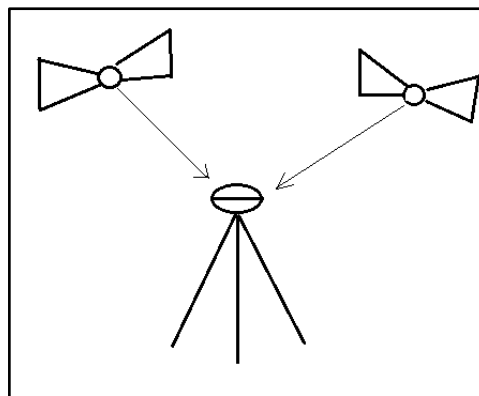
Fonte: Adaptado de Monico, 2008.

6.3 Combinação linear de observáveis entre diferentes estações

6.3.1 Simple difference (SD)

A diferenciação para um par de receptores observando simultaneamente um satélite é chamada de SD entre receptores. A diferenciação das observações de dois satélites medidas simultaneamente em uma única estação é chamada de SD entre satélites Figura 7. Assim podendo ser formada entre dois receptores, entre dois satélites, ou entre duas épocas (WELLS et al., 1986).

Figura 7 – Simple difference



Fonte: Adaptado de Geng et al (2008).

Se as SD entre satélites são formadas, ou seja, as diferenças das observações de dois satélites gravadas simultaneamente em uma única estação, o erro do relógio do receptor e a parte fracional dos componentes do atraso do hardware do receptor são cancelados (SEEBER, GENG et al., 2008). Os demais erros não são cancelados porque o caminho de propagação do sinal de dois satélites, até um mesmo receptor, é bastante diferente (GARNÉS, 2001).

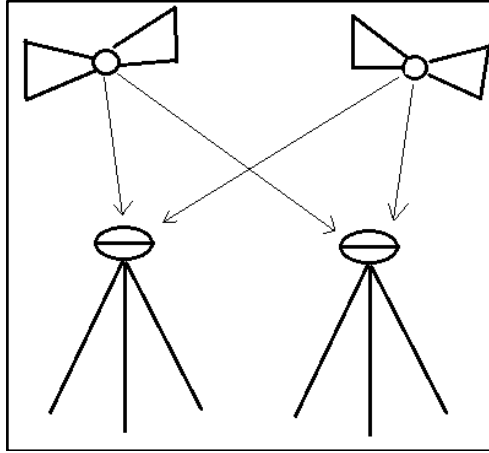
6.3.2 Double difference (DD)

Considerando dois receptores e dois satélites, há as seguintes possibilidades de se obter uma dupla diferença:

- Diferença entre duas simples diferenças entre receptores, cada uma envolvendo um satélite diferente.
- Diferença entre duas simples diferenças entre satélites, cada uma envolvendo um receptor diferente.
- Uma dupla diferença entre o receptor e o satélite, envolvendo ambos receptores e satélites.

As DD estão livres dos erros dos relógios do satélite e do receptor e órbita são reduzidos (SEEBER, 2003). A Figura 8 ilustra a combinação linear da DD entre satélites e receptores.

Figura 8 - Dupla diferença



Fonte: Adaptado de Geng et al (2008)

A equação da dupla diferença é expressa da seguinte forma (MONICO, 2008):

$$\Delta PD_{(i,j)}^{(p,q)} = \Delta \rho_{(i,j)}^{(p,q)} + \varepsilon_{PD_{(i,j)}^{(p,q)}} \quad (11)$$

$$\Delta \Phi_{(i,j)}^{(p,q)} = \frac{f}{c} \left(\Delta \rho_{(i,j)}^{(p,q)} \right) + \Delta N_{(i,j)}^{(p,q)} + \varepsilon_{\Phi_{(i,j)}^{(p,q)}} \quad (12)$$

Onde:

$$\Delta \rho_{(i,j)}^{(p,q)} = \left[(\rho_{(i)}^{(p)} - \rho_{(j)}^{(p)}) - (\rho_{(i)}^{(q)} - \rho_{(j)}^{(q)}) \right] \quad (13)$$

$$\Delta N_{(i,j)}^{(p,q)} = \left[(N_{(i)}^{(p)} - N_{(j)}^{(p)}) - (N_{(i)}^{(q)} - N_{(j)}^{(q)}) \right] \quad (14)$$

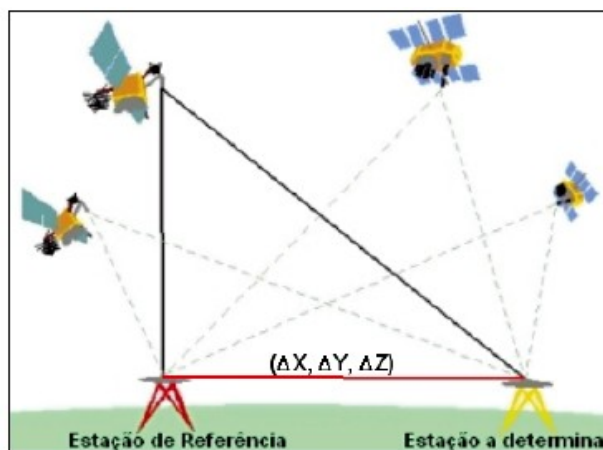
6.4 Métodos de Posicionamento

O posicionamento por GNSS pode ser realizado por diferentes métodos e procedimentos podendo ser classificados em Absoluto, Relativo e DGNSS. Porém neste trabalho será abordado à técnica do Posicionamento Relativo, ressalta-se que o mesmo pode ser subdividido em quatro grupos: Estático, Estático-rápido, Semicinemático (*stop and go*) e Cinemático.

6.5 Posicionamento Relativo

Neste tipo de posicionamento é necessário que dois ou mais receptores GNSS colem dados de no mínimo dois satélites simultaneamente, onde ao menos um dos receptores ocupe a estação de coordenadas conhecidas, conhecido como vértice de referência ou base, conforme Figura 9 (IBGE, 2008).

Figura 9 - Posicionamento Relativo



Fonte: Adaptado IBGE, 2008.

6.6 Posicionamento Relativo Estático

Neste tipo de posicionamento, dois ou mais receptores, rastreiam, ao mesmo tempo, os satélites disponíveis, por um período de tempo que varia de 20 minutos a algumas horas (MONICO, 2008). De acordo as Recomendações para Levantamentos Relativo Estático do IBGE, tanto os receptores dos vértices de referência quanto os receptores dos vértices de interesse devem permanecer estacionados (estáticos) durante todo o levantamento. Neste método, a sessão de rastreamento se estende por um longo período, levando-se em consideração a Tabela 2.

Tabela 2 - Características para o posicionamento Relativo Estático

Linha de Base (Km)	Tempo Mínimo (Minutos)	Observáveis	Solução da Ambiguidade	Efemérides
00 – 10	20	L1 ou L1/L2	Fixa	Transmitidas ou precisas
10 – 20	30	L1/L2	Fixa	Transmitidas ou precisas
10 – 20	60	L1	Fixa	Transmitidas ou precisas
20 – 10	120	L1/L2	Fixa ou Flutuante	Transmitidas ou precisas
100 - 500	240	L1/L2	Fixa ou Flutuante	Precisas
500 - 1000	480	L1/L2	Fixa ou Flutuante	Precisas

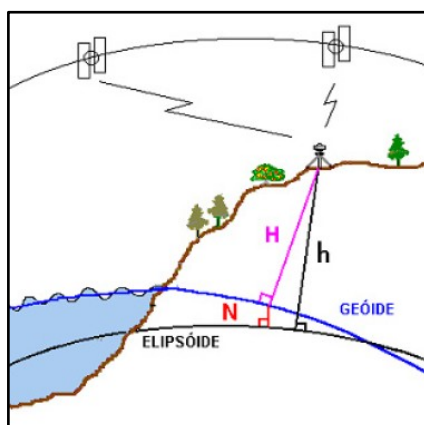
Fonte: Adaptado IBGE, 2008.

7 Nivelamento por GNSS

Quando se utiliza o GNSS em levantamentos altimétricos a altitude geométrica é afetada pelo modo de levantamento e também pela observável utilizada no momento. Fazendo a utilização de técnicas de levantamentos e de combinações de procedimentos de processamentos, a precisão da altitude geométrica esperada é de 1,5 a 2 vezes menos acurada que as componentes horizontais (FEATHERSTONE et al, 1998).

O nivelamento por GNSS proporciona a diferença de altitude entre dois pontos na superfície terrestre. Em trabalhos de posicionamento na maioria deles como, obras de engenharia, levantamentos geodésicos e topográficos, são utilizadas as altitudes ortométrica - referenciadas ao geoide, por possuírem um significado físico. Já a altitude proporcionada pelo GPS (geométrica) tem apenas um significado matemático. Assim, para esses casos existem a necessidade de transformar a altitude geométrica, obtida do GPS, em altitude ortométrica. A transformação é realizada através de uma simples operação, envolvendo a altitude geométrica (h) e a altura geoidal (N) no ponto (ARANA, 2005). Conforme pode ser visto na Figura 10, a altitude ortométrica (H) e a geométrica (h) estão relacionadas por: $H \cong h - N$ (IBGE 2017).

Figura 10 - Altitude geométrica e Ortométrica



Fonte: Adaptado IBGE (2017).

8 Características e erros nas observações

Neste item serão apresentados os erros inerentes aos equipamentos utilizados no trabalho, em que no nivelamento pode a incidência de três erros básicos, relacionados às condições climáticas, equipamentos e ao operador. Por mais cuidado que o operador tome ao proceder a um levantamento topográfico, as medidas obtidas jamais estarão isentas de erros, (Veiga; Zanetti; Faggion, 2007).

Os tipos de erros são mais conhecidos como: Erros grosseiros, sistemáticos e aleatórios detalhados a seguir.

Erros Grosseiros: Originados por engano na medida, leitura errada nos instrumentos e ou identificação de alvo, geralmente relacionados com a falta de atenção do observador ou falha no equipamento. E de responsabilidade do operador ter cuidados para impedir a sua ocorrência ou detectar a sua presença. A forma mais eficaz de verificar as falhas é realizar a repetição de leituras.

Erros Sistemáticos: São erros cuja intensidade e sinais algébricos podem ser determinados, adotando leis matemáticas ou físicas. Por serem erros com causas conhecidas eles podem ser evitados a partir de técnicas de observação ou até mesmo eliminados com a aplicação de modelos matemáticos. Esses tipos de erros são acumulativos ao longo do trabalho.

Erros Aleatórios: São aqueles que permanecem mesmo após a eliminação dos erros grosseiros e sistemáticos. São erros que não seguem nenhum tipo de lei e ora ocorrem num sentido ora noutro, tendendo a se neutralizar quando o número de observações é grande.

- **Condições ambientais:** são causados por alterações nas condições ambientais, como o vento e temperatura.
- **Instrumentais:** causados por problemas de ajuste do equipamento. Uma grande parte dos erros oriundos dos aparelhos pode ser reduzida adotando técnicas de verificação/retificação, calibração e classificação, além de técnicas particulares de observação.
- **Pessoais:** originados por falhas do operador, como falta de atenção ao executar uma medição e cansaço.

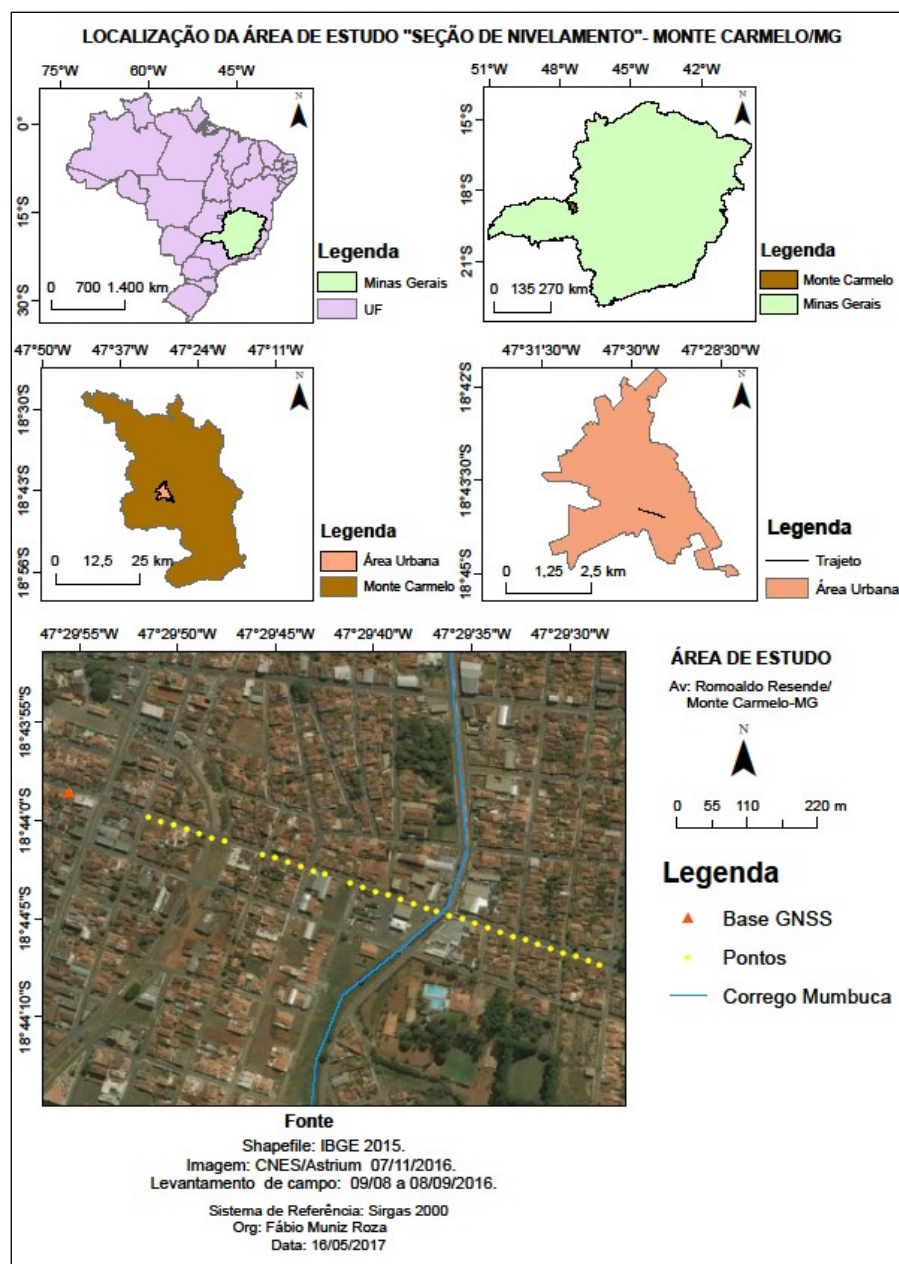
9 MATERIAL E MÉTODOS

Neste capítulo os tópicos abordados descrevem a metodologia aplicada e os materiais utilizados bem como o planejamento para realização do levantamento, processamento e softwares utilizados.

9.1 Área de Estudo

A área de estudo foi definida como sendo uma linha de nivelamento com extensão de aproximadamente 750 m, A linha de nivelamento foi composta por lances com início na Avenida Romualdo Resende, na interseção com a Rua Tito Fulgêncio, até a Igreja Nossa Sra. de Fátima na cidade de Monte Carmelo-MG. A área está situada em uma região com adensamento de construções, bem como apresenta diferenças de nível relativamente acentuadas (Figura 11).

Figura 11 - Mapa de Localização.



Fonte: O Autor, 2016.

9.2 Planejamento

9.2.1 Pré-análise de campo

Na etapa inicial do planejamento foi utilizada a ferramenta gratuita Google Earth, programa computacional básico para identificação lugares, construções, cidades, entre outros elementos. Onde foi feita uma pré análise, a qual se deu apoio aos pontos a serem levantados e o trajeto a ser seguido, podendo assim analisar a porcentagem da declividade e estimar linha de extensão da seção de nivelamento.

Através da distância total estimada, podê-se, também, fazer a estimativa do número de lances que iriam compor a seção que foram de 35 lances de aproximadamente 20 metros, assim também não tendo problema de visada das réguas para o caso do nivelamento geométrico, pois as visadas de ré e vinte foram próximas de 10 m cada uma. Ressalta-se para o nivelamento geométrico obteve-se um número maior de lances e pontos devido a metodologia do caminhamento, dessa maneira se obter um melhor detalhamento da superfície, como mostra a Figura 12.

Figura 12 - Análise da declividade e distância seção de nivelamento



Fonte: Google Earth 2016

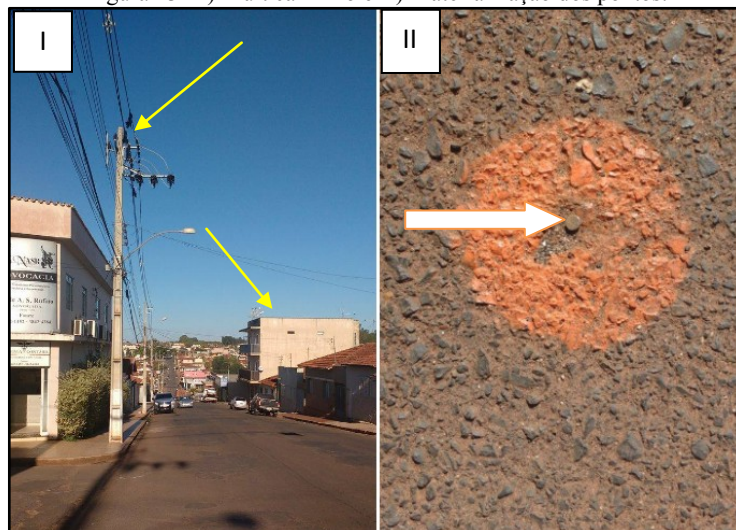
9.2.2 Visita ao local do levantamento

Antes do início do levantamento foi feito reconhecimento de campo percorrendo-se toda a seção de nivelamento verificando questões de intervisibilidade, acessos e aspectos de segurança, observando também possíveis locais que causariam interferências nos sinais dos

satélites devido ao uso do sistema GNSS, como grandes estruturas, redes elétricas, etc. Assim optando pela escolha do melhor lado da avenida, com menor número de obstruções e multicaminho para se fazer o levantamento.

A materialização dos pontos no asfalto foi feita com uma trena de 50 metros demarcando-se os lances e os pontos da seção de aproximadamente 20 metros, totalizando 35 lances e 36 pontos durante todo o trajeto do nivelamento geométrico. Já para o nivelamento por GNSS e Trigonométrico foram demarcados 34 pontos, com a utilização de pregos e tinta Figura 13.

Figura 13 - I) Multicaminho e II) Materialização dos pontos.



Fonte: O Autor, 2016

9.3 Equipamentos e coleta de dados

Os equipamentos utilizados neste trabalho foram dois receptores *Hiper V* (base e rover), uma estação total FOIF OTS 685 e um nível óptico RL C32 Figura 14.

Figura 14 - Equipamentos utilizados.



Fonte: O Autor, 2016.

9.4 O Nível automático RL C32

O Nível automático RL (Figura 15) é um Nível óptico mecânico possui aumento de 32 x (vezes), precisão de 1 mm/km no duplo nivelamento, abertura objetiva de 38 mm com distância focal mínima de 0,5 m, sua precisão de Nivelamento +/- 0,3.

Foi realizado o Nivelamento geométrico composto com o uso da técnica de visadas iguais realizando o nivelamento e contranivelamento da seção em horários distintos (manhã e tarde), seguindo orientações da resolução nº22 de 1983 do IBGE e NBR 13133 na execução de levantamentos topográficos que está em vigor. Dessa forma foram aplicados os seguintes parâmetros para o levantamento:

- Classe do Nivelamento Aplicado

Quadro 1 - Nivelamento de linhas ou circuitos e seções.

Classe	Metodologia	Desenvolvimento					Tolerâncias
		Linha Seção	Extensão Máxima	Lance Máximo	Lance Mínimo	Nº Máx De lances	
IN	Nivelamento geométrico a ser executado com nível classe 3, utilizando miras dobráveis, centimétricas, devidamente aferidas, providas de prumo esférico, leitura a ré e vante dos três fios, visadas equidistantes com diferença máxima de 10 m, ida e volta em horários distintos e com Ponto de Segurança (PS) a cada km, no máximo.		10km	80m	15m		$12 \text{ mm} \sqrt{k}$

Fonte: NBR 13133.

- “ Os comprimentos das visadas de ré e de vante devem ser aproximadamente iguais e de, no máximo, 80 m, sendo ideal o comprimento de 60m, de modo a compensar os efeitos da curvatura terrestre e da refração atmosférica, além de melhorar a exatidão do levantamento por facilitar a leitura da mira.” ABNT (1994, p10).
- Desnível entre dois pontos determinados sobre os mesmos. Miras verticalizadas com uso de níveis de cantoneira, com o nível devidamente calado foram realizadas as leituras;
- Tolerância de 0,002 metros da média das leituras dos fios niveladores (superior e inferior) resultando no fio médio;
- Diferenças entre a distância de ré e vante de até 2m;
- Uso de sapatas nas miras verticalizadas, não diretamente sobre o solo;
- Visadas efetuadas sempre a 50 cm acima do solo para evitar efeitos da reverberação;

- Miras utilizadas aos pares, tomando-se o cuidado de alterná-las a Ré e a Vante, de modo que a mira posicionada no ponto de partida (lida a Ré) seja posicionada no ponto de chegada (lida a Vante), eliminando-se, assim, o erro de índice.

9.4.1 Tolerância Altimétrica e o Cálculo do Erro Cometido

Feito o nivelamento e contranivelamento (nivelamento geométrico duplo) foram comparado os desníveis nos dois casos, onde a diferença encontrada deve-se estar abaixo da tolerância estabelecida de acordo com fórmula abaixo.

Tolerância altimétrica = $n \times \sqrt{L}$ onde:

- a) Onde n é um valor em centímetros ou milímetros;
- b) L é a distância média nivelada em quilômetros, sendo a média da distância percorrida no nivelamento e contranivelamento.

- Desnível do nivelamento $DH_{NIV} = -16,326$ m (sentido de P1 para P36)
- Desnível do contranivelamento $DH_{CON} = 16,3346$ m (sentido de P36 para P1)
- Distância nivelada (nivelamento) $D_{NIV} = 716,25$ m
- Distância nivelada (contranivelamento) $D_{CON} = 717,14$ m
- Tolerância altimétrica $(t) = 12 \text{ mm} \times \sqrt{716,695}$

Erro Cometido (Ec) Equação 7

$$Ec = |DH_{NIV}| - |DH_{CON}| \quad (15)$$

$$Ec = |16,3446| - |-16,326|$$

$$Ec = 0,086 \text{ m}$$

Distância média nivelada (Dm) Equação 8

$$Dm = (D_{NIV} + D_{CON}) / 2 \quad (16)$$

$$Dm = (716,25 + 717,14) / 2$$

$$Dm = 716,695 \text{ m}$$

$$Dm = 0,716695 \text{ km}$$

Cálculo da tolerância (t) Equação 9.

$$t = 12 \text{ mm} \times \sqrt{L} \quad (17)$$

$$t = 12 \text{ mm} \times \sqrt{0,716695 \text{ Km}}$$

$$t = 10,158 \text{ mm}$$

Realizando a verificação:

$|Ec| (8,6 \text{ mm}) < t (10,158 \text{ mm})$, então se obteve o erro dentro da tolerância.

O desnível foi dado pela média do nivelamento e contranivelamento (nivelamento duplo) com o sinal igual do nivelamento, isso quando o erro cometido for menor que a tolerância.

$$\text{Desnível P1 a P36} = (|DH_{NIV}| + |DH_{CON}|) / 2 \quad (18)$$

$$\text{Desnível P1 a P36} = (|16,3346| + |-16,326|) / 2$$

$$\text{Desnível P1 a P36} = + 16,33 \text{ m}$$

9.5 Estação Total Foif OTS 685

Segundo o manual desta estação as precisões angular e linear são, respectivamente, 5 segundos e 2mm+2ppm, equipamento utilizado no nivelamento trigonométrico.

A obtenção dos desníveis no nivelamento trigonométrico entre os pontos no terreno foram coletadas indiretamente pela estação total, assim realizado um levantamento planialtimétrico. Foi feito um caminhar sobre alguns pontos da seção de nivelamento com objetivo de levantamento de uma poligonal fechada e obtenção das cotas. Onde se obteve alguns vértices da poligonal sobre a seção de nivelamento.

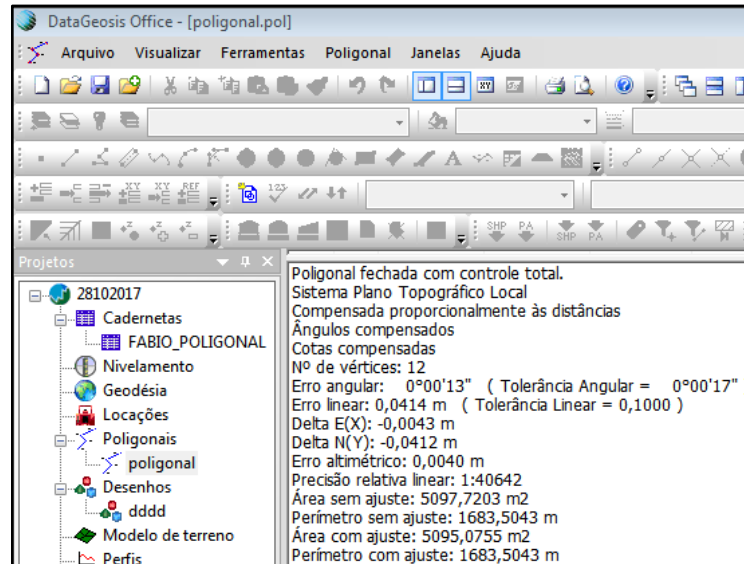
O aparelho foi inicialmente instalado no ponto denominado de P1 ponto esse o qual foi estabelecida uma coordenada arbitrária N: 2000, E: 1000, Z: 100 e orientado no ponto P0, assim servindo de referência para o levantamento do nivelamento trigonométrico.

Com a determinação de uma coordenada de partida arbitrária, foi percorrido o caminho para realização da poligonal fechada, utilizando a técnica de irradiação para determinação das posições e das diferenças de níveis entre os pontos, pela obtenção das cotas dos respectivos pontos P1 a P34.

Posteriormente os dados foram processados, onde além da avaliação do cálculo da poligonal fechada (Figura 15), também foi avaliado em função da precisão relativa linear do levantamento onde também pôde ser verificado o erro de fechamento linear de acordo com o (Quadro 2).

A Figura 16 detalha os valores das tolerâncias angular e linear adotados e os valores dos erros cometidos e após a distribuição dos mesmos.

Figura 15 - Valores adotados para as tolerâncias dos erros



Fonte O autor, 2017.

Para o cálculo da poligonal foi feito a verificação do erro e Tolerância Angular utilizando a seguinte formula (VEIGA, et. al 2012):

$$T = K \cdot \sqrt{n} \quad (19)$$

Onde:

T = Tolerância Angular;

n = Número de vértices medidos na poligonal;

K = é precisão nominal do equipamento de medição angular.

Assim de acordo com tolerância estabelecida o erro foi de:

$$T = 5'' \cdot \sqrt{12} = 17'' \quad (20)$$

O erro obtido foi menor que a tolerância angular (Figura 15), que pode ser entendida como o erro angular máximo aceitável nas medições. Assim o erro cometido sendo menor que o erro aceitável, foi realizado uma distribuição desse erro cometido entre as estações.

De acordo com Lenick (s.d) o erro altimétrico tolerável de fechamento foi determinado por:

$$ET = 2 \cdot C \cdot \sqrt{\text{perímetro}} \text{ (Km)} \quad (21)$$

Onde C representa o erro, por quilômetro. De acordo com a precisão do equipamento, foi utilizado o limite de 2 mm por quilômetro, sendo que o erro máximo tolerável em 1,683 Km nivelados será de :

$$ET = 2.2 \text{ mm} \cdot \sqrt{1,683} = 5 \text{ mm} \quad (22)$$

Ou seja, o erro obtido está dentro do erro tolerável. Desde que admissível, o erro total é distribuído uniformemente ao longo da poligonal. A precisão linear foi classificada de acordo com o Quadro 2.

Quadro 2 - Valores da tolerância para erro de fechamento linear em função da precisão relativa.

Qualidade do levantamento	Precisão relativa	Aplicação	Observação
Alta	1:50.000 ou melhor	Pontos de controle para trabalhos de engenharia de alta precisão como túneis, monitoramento de estruturas e outros	Exigem o uso de estações totais com precisão angular de 1" e precisão linear da ordem de 1mm+1ppm e centragem forçada.
Boa	Entre 1:10.000 e 1:50.000	Trabalhos gerais de engenharia, tais como construção civil, rodovias, locação de obras, levantamentos cadastrais urbanos, loteamentos e outros.	Podem ser usadas estações totais com precisão angular entre 2" e 7" e precisão linear da ordem 2mm+2ppm ou teodolitos e trena de aço. Recomenda-se o uso de centragem forçada.
Regular	Entre 1:50.000 e 1:10.000	Trabalhos de cadastro rural, projetos de engenharia civil, obras de drenagem e outros.	Podem ser usadas estações totais com precisão angular igual ou inferior a 7" e precisão linear igual ou inferior a 3mm+3ppm ou teodolitos e trena de fibra de vidro.
Baixa	Entre 1:500 e 1:10.000	Trabalhos de cadastro rural, movimentos de terra, mapeamento em escalas reduzidas e outros	Podem ser usadas estações totais com precisão angular igual ou inferior a 7" e precisão linear igual ou inferior a 5mm+5ppm ou teodolitos e trena de fibra.

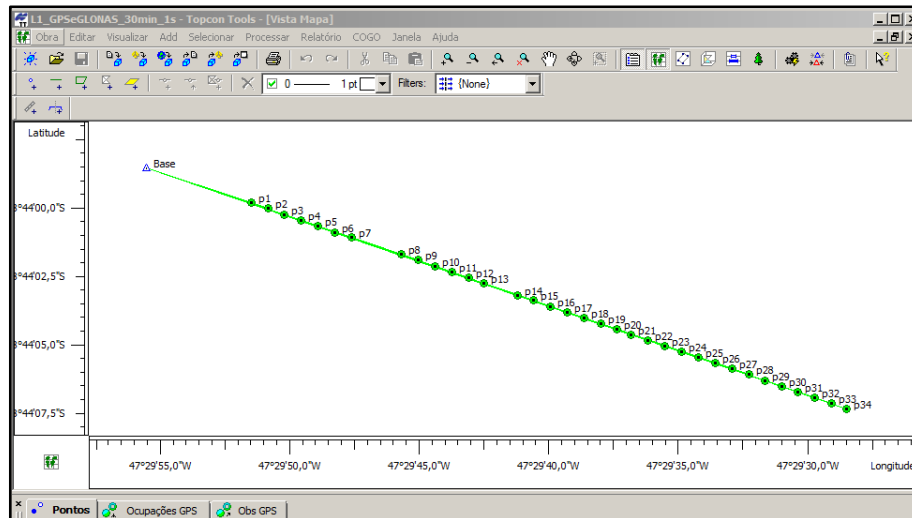
Fonte: Adaptado de Sagantine e Silva 2015.

9.6 Hiper V

Receptor geodésico GPS+GLONASS que oferece a opção para o uso do posicionamento Relativo com o uso das técnicas Semicinemático (*Stop and go*), Estático rápido, Cinemático e Estático, além da opção dos procedimentos necessários para configuração do rádio interno, coletando dados em tempo real, conhecido como *Real Time Kinematic* (RTK). A precisão do Hiper no modo pós processado é respectivamente de: horizontal de 3 mm + 0,5 ppm e vertical de 5 mm + 0,5 ppm.

Foi utilizado um par de receptores GNSS (base/rover) empregando a seguinte técnica de posicionamento: Relativo estático com tempo de coleta dos pontos de 30 minutos com intervalo de coleta de dados de 1 segundo, máscara de elevação 0° graus com altura da antena de 2 metros (rover), realizado a mesma metodologia para todos os pontos de P1 a P34, (Figura 16).

Figura 16 - Vista gráfica do levantamento



Fonte: Adaptado de Topcon Tools (2015)

9.7 Experimento GNSS

De acordo com a técnica aplicada para coleta de dados GNSS descrita anteriormente, foi realizado um experimento onde os dados coletados pelo GNSS passaram por uma manipulação com a utilização do *software Translate/Edit/Quality Check* (TEQC). A partir do momento em que os dados nativos rastreados pelo receptor foram convertidos no formato *Receiver Independent Exchange Format* (RINEX) é que foi possível realizar a manipulação dos arquivos de observação.

Lembra-se que a coordenada lida do receptor base não passou por nenhum tipo de ajustamento, seja ela na Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) ou no Posicionamento por Ponto Preciso (PPP), pois como se trata de um nivelamento as coordenadas (E e N) não tiveram tanto rigor em relação aos erros sistemáticos.

Para todos os pontos rastreados foram feitas exclusões e alterações de algumas informações referentes ao tempo de coleta das observações, o intervalo da taxa de coleta, a exclusão da portadora L2 e também da constelação GLONASS. Lembrando que no levantamento que originou os dados, o tempo de coleta de cada ponto foi de 30 minutos utilizando as portadoras L1/L2, as constelações GPS e GLONASS e intervalo de coleta de 1 segundo. Seguem as tabelas abaixo para melhor entendimento da metodologia de manipulação e processamento dos arquivos baseado na seguinte maneira:

- Dados alterados pelo TEQC (formato *RINEX*)

A Tabela 3 apresenta a manipulação dos arquivos *Receiver Independent Exchange Format* (RINEX). Primeiramente os arquivos tiveram seus tempos de coleta recortados em 15 e 5 minutos, utilizando apenas a frequência L1 e o aumento da taxa de coleta de 1 segundo para 5 e 15 segundos.

Tabela 3 - Dados Manipulados 1

Tempo de coleta	Frequência	Constelação	Taxa de coleta
30 min	L1	GPS e GLONASS	1 segundos
15 min	L1	GPS e GLONASS	1 segundos
5 min	L1	GPS e GLONASS	1 segundos
30 min	L1	GPS e GLONASS	5 segundos
15 min	L1	GPS e GLONASS	5 segundos
5 min	L1	GPS e GLONASS	5 segundos
30 min	L1	GPS e GLONASS	15 segundos
15 min	L1	GPS e GLONASS	15 segundos
5 min	L1	GPS e GLONASS	15 segundos

Fonte: O Autor, 2017

A Tabela 4 demonstra os mesmos processos que a tabela anterior, mas agora utilizando apenas a constelação GPS.

Tabela 4 - Dados Manipulados 2

Tempo de coleta	Frequência	Constelação	Taxa de coleta
30 min	L1	GPS	1 segundos
15 min	L1	GPS	1 segundos
5 min	L1	GPS	1 segundos
30 min	L1	GPS	5 segundos
15 min	L1	GPS	5 segundos
5 min	L1	GPS	5 segundos
30 min	L1	GPS	15 segundos
15 min	L1	GPS	15 segundos
5 min	L1	GPS	15 segundos

Fonte: O Autor, 2017

Após toda a parte de manipulação e de processamento, a partir dos resultados o intuito de avaliar os efeitos da combinação dos dados GPS/GLONASS e o sinal L1/L2 do receptor GNSS que foram realizados processamentos com diferentes configurações e sistemas de satélites e tempo de coleta, visando a determinação das coordenadas e altitudes dos pontos.

Posteriormente os dados foram comparados a fim de encontrar os melhores resultados de cada processamento. Esse resultado comparar com dados da análise do processamento com

os dados nativos advindos do GNSS que não sofreram alteração os quais serviram de parâmetro.

Uma análise importante a ser realizada é a resultante altimétrica. Essa avaliação irá determinar quais os processamentos apresentaram melhores precisões, observando que essa precisão é dada pelo software de processamento em relação a base ao ponto de interesse, e assim obter as precisões dos desníveis em sequência. A resultante foi calculada a partir da seguinte Equação:

$$\sigma\Delta h = \sqrt{\sigma_{hi}^2 + \sigma_{hj}^2} \quad (23)$$

Onde:

σ_{hi}^2 : precisão da componente do ponto i;

σ_{hj}^2 : precisão da componente do ponto j;

$\sigma\Delta h$: resultante altimétrica.

9.8 Processamento e *softwares* utilizados

Nivelamento geométrico: Após os dados do nivelamento geométrico serem tabulados em uma planilha impressa com auxílio do *Microsoft Office Excel®*, no mesmo programa foram realizados os cálculos dos desníveis entre os pontos, e também foi calculado o desnível total da seção de nivelamento e contranivelamento. Assim verificando as tolerâncias de acordo com a classe do levantamento.

Nivelamento trigonométrico: Dados coletados eletronicamente através da estação total foram baixados para um computador com o uso do *software* Geolink, programa específico da estação Foif 685 para baixar os dados utilizado o levantamento. Dados esses que foram baixados no formato texto (ASCII), formato ideal para a importação no *software DataGeosis*, um *software* para processamento de dados topográficos, cálculos de volumes de terraplenagem, projetos viários, etc. Entretanto foi de interesse nesse trabalho, apenas o módulo de processamento de dados topográficos (módulo de cálculo).

Nivelamento pelo GNSS: No processamento dos dados GNSS foi utilizado o *software Topcon Tools*, para análise de ajuste e redes, ele processa qualquer formato dos equipamentos

de sua própria fabricação, bem como de receptores de outros fabricantes desde que os dados estejam no formato *RINEX*.

O ajustamento foi utilizado somente no levantamento GNSS que serviu como referência no experimento dos dados GNSS, ou seja, utilizando os dados nativos advindos do receptor. Ressalta-se que no processamento e ajustamento foram utilizadas as coordenadas da base local que foram obtidas pelo GNSS, assim feito o processamento e ajustamento dos pontos de interesse em relação a essas coordenadas como referência. Ou seja, não foi feito nenhum tipo de ajustamento da base em redes utilizando RBMC ou substituição de coordenadas pelo processamento no PPP.

Para realizar o pós-processamento dos dados, algumas configurações foram ajustadas no *TopconTools*. Dentre elas, as mencionadas abaixo.

- Sistema de referência adotado: SIRGAS 2000;
- Escolha de uma máscara de elevação de 15°;
- Configuração do item “Salvar resíduos”.

9.9 Experimento GNSS

Na parte de experimento os dados manipulados e alterados foram realizados somente o processamento, para melhor entendimento segue a metodologia adotada, processamentos denominado 1, 2 e 3 descritos abaixo:

Tabela 5 - Metodologia de coleta de dados

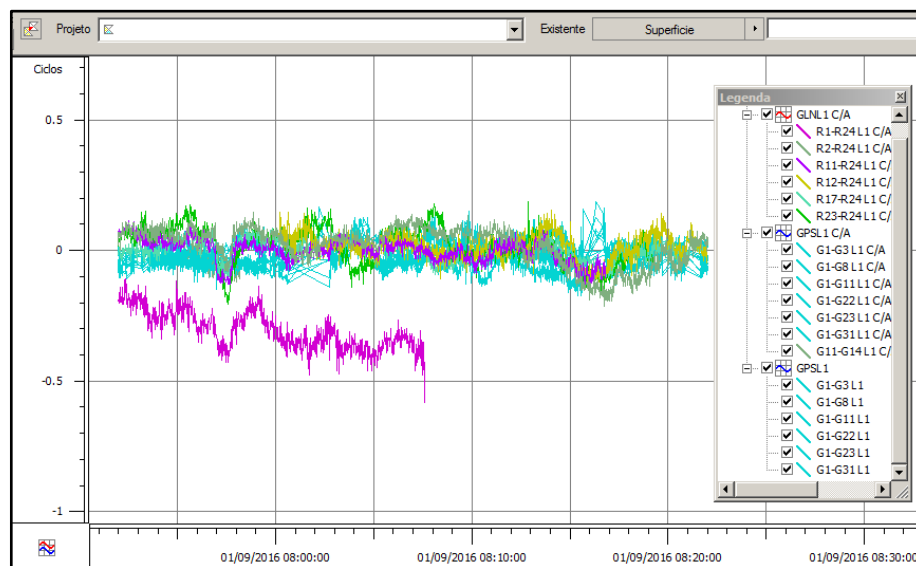
	Tempo de coleta	Frequência	Constelação	Taxa de coleta
Processamento 1	30 min	L1/L2	GPS e GLONNAS	1 segundos
	30 min	L1	GPS e GLONNAS	1 segundos
	15 min	L1	GPS e GLONNAS	1 segundos
	5 min	L1	GPS e GLONNAS	1 segundos
	30 min	L1	GPS e GLONNAS	5 segundos
Processamento 2	15 min	L1	GPS e GLONNAS	5 segundos
	5 min	L1	GPS e GLONNAS	5 segundos
	30 min	L1	GPS e GLONNAS	15 segundos
	15 min	L1	GPS e GLONNAS	15 segundos
	5 min	L1	GPS e GLONNAS	15 segundos
	30 min	L1	GPS	1 segundos
	15 min	L1	GPS	1 segundos
	5 min	L1	GPS	1 segundos
	30 min	L1	GPS	5 segundos

	Tempo de coleta	Frequência	Constelação	Taxa de coleta
Processamento 3	15 min	L1	GPS	5 segundos
	5 min	L1	GPS	5 segundos
	30 min	L1	GPS	15 segundos
	15 min	L1	GPS	15 segundos
	5 min	L1	GPS	15 segundos

Fonte: O autor, 2016

Os valores encontrados para as precisões posicionais dos dados GNSS passaram por melhora de precisão, processo realizado manualmente sobre alguns pontos que apresentaram uma solução flutuante, análise essa que foi realizada para o uso da constelação GPS e GLONASS, desabilitando alguns satélites, através da opção “Vista resíduos”, Figura 17.

Figura 17 - Vista resíduos do ponto em análise



Fonte: Adaptado de *Topcon Tools* (2015).

10 EXPERIMENTOS E RESULTADOS

10.1 Avaliação da incerteza da altimetria por GNSS a partir de manipulações no *TEQC*

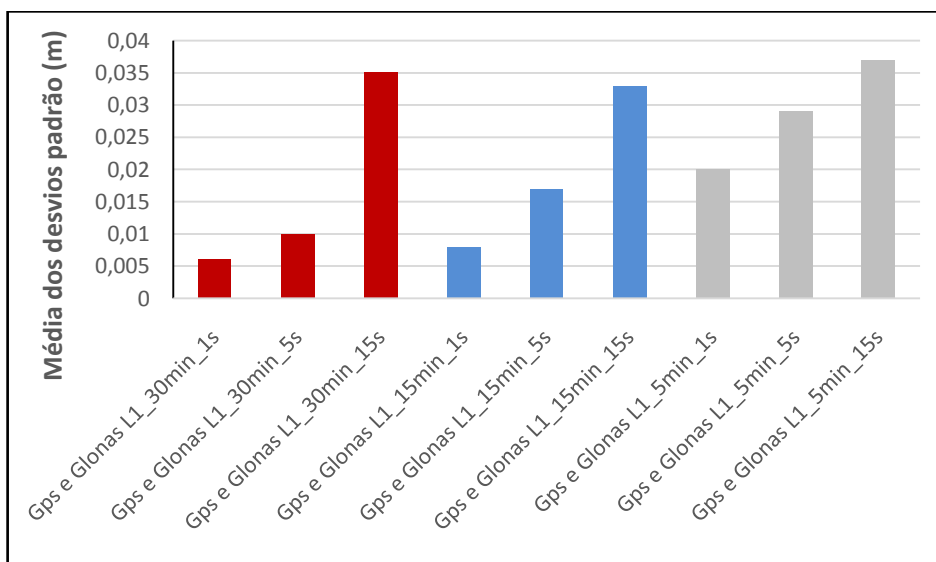
A média da precisão vertical e dos desvios padrão para a componente altimétrica para o conjunto de dados original foram, respectivamente, 0,004 m e 0,006 m, ao nível de confiança de 95%.

Na Figura 18 estão apresentados os valores das médias para os desvios padrão das altitudes dos pontos. Nesse experimento, os dados GNSS foram manipulados excluindo-se a

portadora L2. As manipulações no TEQC também serviram para simular diferentes taxas de gravação.

Nota-se que os desvios padrão são sempre maiores à medida que se diminuem o tempo de rastreo e se aumenta a taxa de gravação, fato este que é facilmente justificável ao considerar a maior redundância de observações. Este fato pode ser visualizado para os tempos de 30, 15 e 5 minutos e taxa de coleta de 1 e 5 segundos. Por outro lado o tempo de rastreo de 30, 15 e 5 minutos para a taxa de coleta de 15 segundos os valores do desvio padrão oscilaram apenas 2 milímetros.

Figura 18 - Média dos desvios padrão a diferentes tempos de rastreo e taxas de gravação.



Fonte: O Autor, 2017.

O experimento realizado também elucida que a variação da taxa de coleta de 1 segundo para 5 segundos não produz variações significativas em relação às incertezas da componente altimétrica dos pontos, considerando-se o mesmo tempo de rastreo. Para o rastreo de 30 minutos, os desvios padrão para 1 segundo e 5 segundos de taxa de coleta foram, respectivamente, 0,006 m e 0,010 m. Essa constatação torna-se importante devido ao fato de que pode se alcançar acurácia similar a partir de um arquivo menor, de mais fácil manipulação e armazenagem.

A Tabela 6 apresenta um comparativo entre o processamento dos dados utilizando as constelações GPS e GLONASS e o processamento utilizando apenas a constelação GPS, excluindo-se em ambos os casos a portadora L2.

Tabela 6 - Comparativa entre os desvios padrão vertical entre processamentos

Manipulações no TEQC	Dp GPS + GLONASS (m)	Dp GPS (m)
30 min e taxa de coleta de 1 s	0,004	0,007
15 min e taxa de coleta de 1 s	0,005	0,011
5 min e taxa de coleta de 1 s	0,014	0,019
30 min e taxa de coleta de 5 s	0,007	0,019
15 minutos e taxa de coleta de 5 s	0,011	0,027
5 minutos e taxa de coleta de 5 s	0,018	0,022
30 minutos e taxa de coleta de 15 s	0,021	0,022
15 minutos e taxa de coleta de 5 s	0,018	0,025
5 minutos e taxa de coleta de 5 s	0,023	0,57

Fonte: O Autor, 2017.

Conforme esperado, a utilização de ambas as constelações propiciou melhores resultados. Todavia, o mais relevante e que pode se desprender dos resultados apresentados é de que, para maiores tempos de rastreo, a diferença torna-se mais sutil, com exceção para o processamento 5 minutos 5 segundos.

10.2 Avaliação dos valores de incerteza na altimetria por GNSS a partir da análise das discrepâncias observadas para as diferentes manipulações no *TEQC*

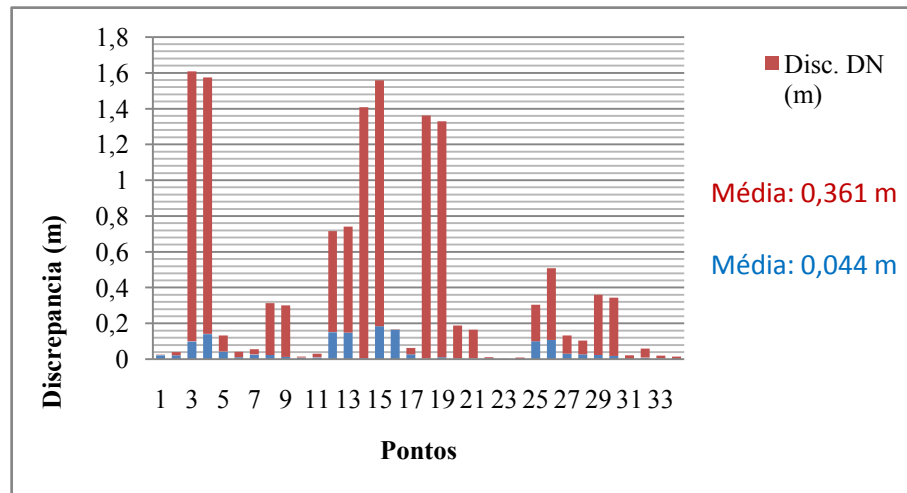
Nesta avaliação é proposta a comparação da incerteza altimétrica da técnica espacial, tendo como parâmetro a coordenada processada e ajustada dos arquivos originais. Nota-se que, por ora, ainda não são inseridos os resultados dos processos de nivelamento geométrico e trigonométrico.

A discrepância média entre os desníveis do modelo parâmetro e os valores obtidos a partir do processamento dos dados advindos da manipulação que removeu a portadora L2 e reduziu o tempo de rastreo para 15 minutos foi de 0,044 m.

Ao reduzir-se o tempo de rastreo para 5 minutos, a média das discrepâncias foi de 0,361 m, ilustrando que o maior número de observações, traduzido em maior tempo de rastreo, propicia melhores resultados.

O Figura 20 detalha a comparação entre o levantamento de referência (1) GPS e GLONASS L1/L2 30 minutos e taxa de coleta de 1 segundo com o levantamento GPS e GLONASS L1 5 minutos e taxa de coleta de 1 segundo (só processado) (2).

Figura 19 - Discrepâncias entre as altitudes (1) e (2)

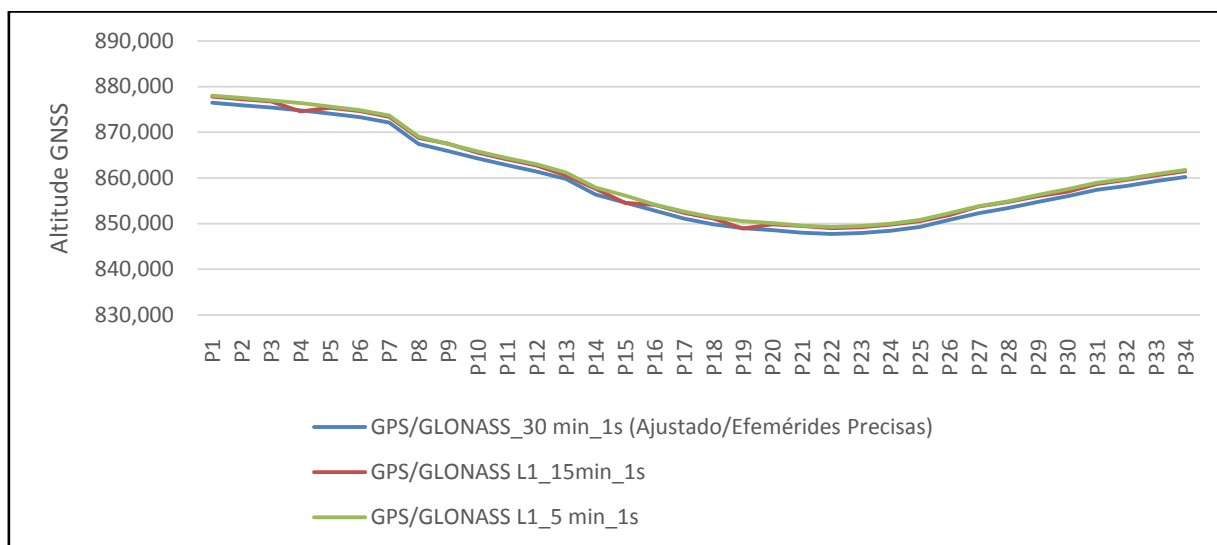


Fonte: O autor, 2017.

Como no caso de técnicas espaciais não se aplica o conceito de contranivelamento, que permite a determinação do erro cometido baseado na tolerância, a análise neste restringe-se a comparar os valores de discrepância obtidos a partir das manipulações desempenhadas sobre os dados *RINEX* e as coordenadas tomadas como referência. Seguindo tal consideração, os resultados obtidos com o processamento de dados da portadora L1 com tempo de rastreo de 15 minutos estiveram próximos dos valores de referência.

A Figura 20 detalha paralelamente os perfis de altitudes obtidos aplicando cada uma das metodologias propostas neste procedimento. Nessa figura pode-se verificar a maior uniformidade nos perfis de elevação do nivelamento GNSS para o tempo de 30 minutos (GPS+GLONASS L1/L2) e 15 minutos (GPS+GLONASS L1), apenas o perfil do nivelamento utilizando o tempo de 5 minutos (GPS+GLONASS L1) apresentou 3 variações significativas. Essas variações demonstram e ajudam a identificar que o levantamento (GPS + GLONASS + L1 + 15 minutos) apresentou melhores resultados em comparativo com o rastreo (GPS + GLONASS + L1 + 5 minutos).

Figura 20 - Paralelo dos perfis de altitudes.



Fonte: O Autor, 2017.

10.3 Análise comparativa entre as técnicas de nivelamento clássico e o nivelamento pelo GNSS

Neste experimento são confrontados os resultados obtidos ao longo da linha de nivelamento, considerando o nivelamento geométrico, nivelamento trigonométrico e o nivelamento pelo GNSS em duas modalidades: 30 minutos de rastreamento e 15 minutos de rastreamento.

É sabido que para se avaliar comparativamente medidas feitas de uma mesma grandeza por meio de diferentes técnicas de medição baseadas em diferentes instrumentos, necessário se faz a adoção daquela técnica que comprovadamente forneça resultados mais próximos do valor real da grandeza medida como referência. Aqui, fornecer resultados mais próximos do real significa necessariamente propiciar o melhor controle sobre os erros inerentes ao processo de medição.

Assim, dentre as três técnicas empregadas deste trabalho, elege-se como referência o nivelamento geométrico, sendo assim considerado por limitar-se a visadas horizontais e não envolver, portanto, medidas angulares, como no caso do nivelamento trigonométrico. O nivelamento pelo GNSS é o mais problemático e, portanto, maior objeto de investigação, uma vez que a determinação precisa da posição altimétrica de um ponto no globo terrestre é tarefa considerada complexa.

A Tabela 7 apresenta a comparação lance a lance entre os desníveis obtidos a partir do emprego de cada método de nivelamento.

Tabela 7 - Comparação dos desníveis

Niv. Geométrico		Niv.Trigonométrico		Niv.GNSS (30 min)		Niv.GNSS (15 min)	
De	Δh (m)	De	Δh (m)	De	Δh (m)	De	Δh (m)
p1-p2	-0,533	p1-p2	0,522	p1-p2	0,533	p1-p2	0,510
p2-p3	-0,617	p2-p3	0,612	p2-p3	0,495	p2-p3	0,517
p3-p4	-0,670	p3-p4	0,695	p3-p4	0,660	p3-p4	0,56
p4-p5	-0,658	p4-p5	0,648	p4-p5	0,668	p4-p5	0,809
p5-p6	-0,657	p5-p6	0,679	p5-p6	0,784	p5-p6	0,741
p6-p7	-1,251	p6-p7	1,229	p6-p7	1,238	p6-p7	1,249
p7-p8	-4,648	p7-p8	4,654	p7-p8	4,653	p7-p8	4,627
p8-p9	-1,578	p8-p9	1,580	p8-p9	1,576	p8-p9	1,600
p9-p10	-1,64	p9-p10	1,645	p9-p10	1,634	p9-p10	1,621
p10-p11	-1,484	p10-p11	1,478	p10-p11	1,464	p10-p11	1,473
p11-p12	-1,351	p11-p12	1,357	p11-p12	1,354	p11-p12	1,344
p12-p13	-1,615	p12-p13	1,613	p12-p13	1,618	p12-p13	1,770
p13-p14	-3,484	p13-p14	3,481	p13-p14	3,483	p13-p14	3,334
p14-p15	-1,708	p14-p15	1,702	p14-p15	1,720	p14-p15	1,726
p15-p16	-1,803	p15-p16	1,803	p15-p16	1,794	p15-p16	1,979
p16-p17	-1,753	p16-p17	1,755	p16-p17	1,752	p16-p17	1,586
p17-p18	-1,252	p17-p18	1,271	p17-p18	1,264	p17-p18	1,237
p18-p19	-0,835	p18-p19	0,815	p18-p19	0,822	p18-p19	0,819
p19-p20	-0,376	p19-p20	0,385	p19-p20	0,434	p19-p20	0,445
p20-p21	-0,546	p20-p21	0,554	p20-p21	0,542	p20-p21	0,546
p21-p22	-0,290	p21-p22	0,283	p21-p22	0,294	p21-p22	0,289
p22-p23	0,179	p22-p23	-0,172	p22-p23	-0,191	p22-p23	-0,195
p23-p24	0,549	p23-p24	-0,554	p23-p24	-0,541	p23-p24	-0,542
p24-p25	0,827	p24-p25	-0,808	p24-p25	-0,824	p24-p25	-0,824
p25-p26	1,406	p25-p26	-1,406	p25-p26	-1,548	p25-p26	-1,447
p26-p27	1,568	p26-p27	-1,594	p26-p27	-1,463	p26-p27	-1,571
p27-p28	1,045	p27-p28	-1,011	p27-p28	-1,086	p27-p28	-1,055
p28-p29	1,363	p28-p29	-1,358	p28-p29	-1,333	p28-p29	-1,36
p29-p30	1,336	p29-p30	-1,341	p29-p30	-1,330	p29-p30	-1,306
p30-p31	1,359	p30-p31	-1,353	p30-p31	-1,357	p30-p31	-1,375
p31-p32	0,870	p31-p32	-0,854	p31-p32	-0,876	p31-p32	-0,878
p32-p33	1,060	p32-p33	-1,070	p32-p33	-1,056	p32-p33	-1,047
p33-p34	0,862	p33-p34	-0,857	p33-p34	-0,884	p33-p34	-0,879

Fonte: O Autor, 2017.

Já a Tabela 8 apresenta um paralelo entre os valores de discrepância obtidos para as diferentes técnicas abordadas.

Tabela 8 - Comparação entre métodos.

Geo x Trig		Geo x GNSS (parâmetro)		Trig x GNSS (parâmetro)	
De	Disc. DN (m)	De	Disc. DN (m)	De	Disc. DN (m)
p1-p2	0,011	p1-p2	0,000	p1-p2	0,011
p2-p3	0,004	p2-p3	0,121	p2-p3	0,117
p3-p4	0,024	p3-p4	0,010	p3-p4	0,035
p4-p5	0,009	p4-p5	0,010	p4-p5	0,02
p5-p6	0,021	p5-p6	0,126	p5-p6	0,105
p6-p7	0,022	p6-p7	0,013	p6-p7	0,009
p7-p8	0,005	p7-p8	0,004	p7-p8	0,001
p8-p9	0,002	p8-p9	0,002	p8-p9	0,004
p9-p10	0,004	p9-p10	0,006	p9-p10	0,011
p10-p11	0,006	p10-p11	0,020	p10-p11	0,014
p11-p12	0,006	p11-p12	0,003	p11-p12	0,003
p12-p13	0,002	p12-p13	0,003	p12-p13	0,005
p13-p14	0,003	p13-p14	0,001	p13-p14	0,002
p14-p15	0,005	p14-p15	0,012	p14-p15	0,018
p15-p16	0,000	p15-p16	0,008	p15-p16	0,009
p16-p17	0,002	p16-p17	0,000	p16-p17	0,003
p17-p18	0,019	p17-p18	0,012	p17-p18	0,007
p18-p19	0,019	p18-p19	0,012	p18-p19	0,007
p19-p20	0,009	p19-p20	0,058	p19-p20	0,049
p20-p21	0,007	p20-p21	0,004	p20-p21	0,012
p21-p22	0,006	p21-p22	0,0043	p21-p22	0,011
p22-p23	0,007	p22-p23	0,011	p22-p23	0,019
p23-p24	0,005	p23-p24	0,007	p23-p24	0,013
p24-p25	0,018	p24-p25	0,002	p24-p25	0,016
p25-p26	0,000	p25-p26	0,142	p25-p26	0,142
p26-p27	0,026	p26-p27	0,104	p26-p27	0,131
p27-p28	0,033	p27-p28	0,041	p27-p28	0,075
p28-p29	0,004	p28-p29	0,029	p28-p29	0,025
p29-p30	0,005	p29-p30	0,005	p29-p30	0,011
p30-p31	0,006	p30-p31	0,002	p30-p31	0,004
p31-p32	0,016	p31-p32	0,005	p31-p32	0,022
p32-p33	0,010	p32-p33	0,003	p32-p33	0,014
p33-p34	0,004	p33-p34	0,022	p33-p34	0,027

Fonte: O autor, 2017.

A Tabela 9 apresenta as estatísticas acerca das discrepâncias obtidas em cada experimento descrito na Tabela 8.

Tabela 9 – Discrepâncias.

Discrepâncias (m)	Geo x Trig	Geo x GNSS (parâmetro)	Trig x GNSS (parâmetro)
Máxima	0,034	0,142	0,142
Mínima	0,000	0,000	0,001
Média	0,010	0,025	0,029

Fonte: O autor, 2017.

Desprende-se que, conforme esperava-se, os resultados do nivelamento trigonométrico aproximaram-se se mais dos obtidos com o nivelamento geométrico. As médias de valores para as discrepâncias foram de 1 cm e 2,5 cm respectivamente, para o tempo de rastreamento de 30 minutos com coordenadas processadas e ajustadas.

11 ORÇAMENTO

A realização deste orçamento demonstra os possíveis custos desse projeto que o serviço teria, baseando-se em valores de uma situação real. Os gastos relativos ao levantamento foram refere

nte as seguintes variáveis como, equipamentos e materiais utilizados, equipe técnica e auxiliares, transporte e deslocamento, alimentação e outros. A tabela disponível no apêndice traz um orçamento no valor de R\$ 8.844,77 (Oito mil oitocentos e quarenta e quatro reais e setenta e sete centavos).

A tabela exibida no Apêndice D apresenta um orçamento detalhado levando em consideração todos os dias de levantamento, englobando todas as técnicas de levantamento utilizadas, observando que a técnica GNSS de nivelamento foi utilizado receptores de dupla frequência tempo de coleta de dados de 30 minutos. Para a realização deste tipo de serviço as diversas estratégias de processamento aplicadas no processamento dos dados GNSS, que neste trabalho também foram levadas em consideração com o intuito de apresentar o menor custo e melhor metodologia. Desta forma pode-se ter uma diminuição significativa dos gastos e o tempo em campo.

12 CONCLUSÃO

O trabalho foi realizado em área de desníveis acentuados do município de estudo o que permitiu um levantamento com situações reais encontradas pelos profissionais, onde o objetivo principal foi avaliar o uso dos três métodos adotados para execução de levantamento altimétrico e também o estudo do desempenho da combinação de dados GPS e GLONASS e

de cada sistema separadamente, a partir de manipulações no *TEQC* para avaliação da acurácia da altimetria por GNSS, de acordo com a análise da componente altimétrica, assim descrito pelo experimento realizado.

Com relação ao experimento realizado, a escolha da taxa de observação, isto é, o intervalo de tempo entre a gravação de observações consecutivas, depende da técnica de posicionamento utilizada no levantamento. A regra geral é que quanto maior a taxa de observação facilita a correção das observações afetadas pela perda de ciclos, durante a realização do levantamento os sinais de alguns satélites foram interrompidos devido as obstruções, podendo também estarem relacionado com multicaminho. Por outro lado, uma taxa muito alta gera arquivos de observação muito grandes, dificultando sua manipulação. Para posicionamentos estáticos manipulados a taxa de uma observação 1 segundo para 5 segundos não produziu variações significativas em relação às incertezas da componente altimétrica dos pontos, onde os desvios padrões foram de respectivamente, 0,006 m e 0,010 m, ressaltando que quando é considerado o mesmo tempo de rastreo. Essa constatação torna-se importante devido ao fato de que pode se alcançar acurácia similar a partir de um arquivo menor, de mais fácil manipulação e armazenagem.

A proposta de avaliação na comparação da acurácia altimétrica da técnica espacial, tendo como parâmetro a coordenada processada e ajustada dos arquivos originais comparadas a partir do processamento dos dados advindos da manipulação que removeu a portadora L2 e reduziu o tempo de rastreo para 15 minutos mostrou uma discrepância em que os valores estiveram próximos dos valores parâmetro.

Quando se refere ao uso das constelações os resultados se mostram melhores com a utilização de ambas constelações GPS/GLONNAS quando comparado com somente GPS, porém essa diferença se torna menor conforme aumenta o tempo de rastreo. Evidenciando que o tempo de coleta de dados é uma variável importante para obtenção de precisões milimétricas com o uso de receptores GNSS.

Assim o experimento realizado permitiu definir estratégias para otimizar o nivelamento através do GNNS nas aplicações cotidianas, mostrando que o número de observações utilizadas no processamento dos dados GNNS influência no posicionamento.

A realização do levantamento altimétrico englobando os três métodos adotados para execução em uma área considerável pequena mostrou-se confiável quando elege-se como referência o nivelamento geométrico, sendo que os resultados obtidos pelo nivelamento

geométrico e nivelamento trigonométrico resultaram em dados muito próximos onde as médias de valores para as discrepâncias foram de 1 cm e 2,5, respectivamente gerando, portanto, superfícies semelhantes. Quanto a comparação desses dois métodos para o nivelamento GNSS houve uma maior discrepância, se comparado com os outros dois métodos. Mas que assim pode-se atender a uma série de demandas de nivelamento com precisão de ordem milimétrica, ainda utilizando o tempo de rastreamento de 15 minutos o qual foi manipulado.

Pode-se concluir que, sob essas condições, o nivelamento pelo GNSS atende a uma série de demandas de nivelamento. Todavia, deve-se considerar o tempo dispensado ao rastreamento que, para o caso de um conjunto muito grande de pontos a serem levantados, pode inviabilizar o trabalho seguindo essa metodologia.

REFERÊNCIAS

- ABNT: NBR 13.133 – **Normas Técnicas para a Execução de levantamento topográfico**. Rio de Janeiro. 1994.
- ABNT: NBR 14.166 - **Rede de Referência Cadastral Municipal** – Procedimento. Rio de Janeiro. 1998
- ARANA, J. M. **O uso do GPS nas determinações de altitudes ortométricas**.
- CALDAS, F. L. **Análise de deformação da rede geodésica GNSS/SP com base na teoria da elasticidade**. 94p. Presidente Prudente: [s.n], 2014.
- COMASTRI, J. A. **Topografia: altimetria**. Viçosa, MG: Imprensa Universitária, 1999.
- ERENOGLU, R. Cuneyt; YUCEL, Mehmet Ali; PIRTI, Atinc and SANLI, D. Ugur. **On the performance of GNSS levelling over steep slopes**. *Bol. Ciênc. Geod.*[online]. 2012, vol.18, n.4, pp.645-660. ISSN 1982-2170. <http://dx.doi.org/10.1590/S1982-21702012000400008>.
- ESPARTEL, L. Curso de Topografia – Rio Grande do Sul. 1977.
- FEATHERSTONE, W. E.; DENTITH, M. C.; KIRBY, J. F. **Strategies for the accurate determination of orthometric heights from GPS**. *Survey Review*, v. 34, n. 267, 1998.
- GARNÉS, S. J. A. **Resolução das Ambiguidades GPS para Linhas de Base Curta: Análise dos Algoritmos de Otimização**. Curitiba: CPGCG - UFPR, 2001 (Tese).
- GENG J.; MENG X.; TEFERLE F.N.; DODSON A.H. (2008). **Hourly precise point positioning with resolution ambiguity**. IESSG University of Nottingham. Disponível em: <<http://www.loran.org/Meetings/Meeting2008/Presentation%20pdfs/6B3%20GENG.pdf>>. Acesso em 17/05/2017.
- Geodésia online, UNESP, Presidente Prudente, 2005.
- GOOGLE. Google Earth. Versão 7.1.5.1557. Data de lançamento 22 de maio 2015. Nota (Seção de Nivelamento / Monte Carmelo- MG). Disponível em: <<http://www.baixaki.com.br/download/google-earth.htm>>. Acesso em: 1 Ago.2016.
- IBGE (Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Especificações e normas gerais para levantamentos geodésicos: coletâneas das normas vigentes**. Rio de Janeiro:IBGE / Departamento de Geodésia, 1998a. 74p.
- IBGE. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Recomendações para Levantamentos Relativos Estáticos – GPS**. Rio de Janeiro: IBGE, 2008.
- JELINEK, A, R; MARCELO, J. **Topografia II - Altimetria. Nivelamento Geométrico**. (s.d).
- KAHMEN, H .; FAIG, W. *Surveying* . Walter de Gruyter, Berlim, Nova York, pp. 1-578, 1988.
- Manual de Instrução Estação Total RTS (OTS) 670/680 Series, 2017.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento pelo GNSS** – Descrição, Fundamentos e Aplicações. Fundação Editora UNESP, São Paulo. 2ª edição, 2008.

Marcelo Tuler, Sérgio Saraiva- **Fundamentos da topografia**- Porto Alegre: Bookman, 2014.

NADAL, C. A. **Nivelamento geométrico**. Setor de ciências da terra - Departamento de Geomática - Universidade Federal Do Paraná. s.d.

POLEZEL, W. G. C.; SOUZA, E. M.; MONICO, J. F. G.; **Método de Posicionamento Relativo por Satélite GPS com Correção do Efeito do Multicaminho em Estações de Referência: Formulação Matemática, Resultados e Análises¹**. - UNESP, 2008 Presidente Prudente, SP- Brasil.

RODRIGUES, D. D. **Técnicas topográficas para posicionamento planimétrico, com estimativa da precisão**. Apostila. Viçosa, 2007.

SCHAAL, R. E.; (1998). **Medições de deslocamentos em obras civis de grande porte com GPS**. Proposta de metodologia de análise dos resultados e tratamento dos dados. São Paulo. 118 p. Tese (Doutorado)- Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. COMASTRI, José A.; TULER, José C. **Topografia – Altimetria**. Universidade Federal de Viçosa. Imprensa Universitária. 2ª Edição. Viçosa/MG, 199

SEEBER, G. **Satellite Geodesy: foundations, methods, and applications**. 2nd.ed.,Berlin, New-York: Walter de Gruyter,2003.

SEGANTINE, P. C. L.; SILVA, I. **Topografia para Engenharia: Teoria e prática de Geomática**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. 92 p.

SOUZA, G.C. **Análise de Metodologia no Levantamento de dados Espaciais para o Cadastro Urbano**. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos – USP. 122 P. 2001.

TOPCON. Hiper V Operator's Manual. 2012.

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z. Z.; FAGGION, P. L. - **Fundamentos de Topografia** - Universidade Federal do Paraná, 2012.

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z.; FAGGION, P. L. **Fundamentos de Topografia**. 2007.

WELLS, D.; BECK, N.; DELIKARAOGLU, D.; KLEUSBERG, A.; KRAKIWSKY, E. J.; LACHAPPELLE, G.; LANGLEY, R. B.; NAKIBOGLU, M. SCHWARZ, K. P.; TRANQUILLA, J. M.; VANÍCEK, P. (1986). **Guide to GPS positioning**. University of New Brunswick, Fredericton, New Brunswick, Canadá.

WOLF, PR; GHILANI, CD *Elementary Inspeção: Uma Introdução à geomática*. Décima Edição, Prentice Hall, New Jersey, pp 1-900, 2002

APÊNDICE A - Orçamento

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

PLANILHA DETALHADA - ORÇAMENTO DE SERVIÇO

ENDEREÇO:	Distancia linear:
AVENIDA ROMUALDO RESENDE	730,00 m

CONTRATANTE:	Distância de Uberlândia:
PREFEITURA MUNICIPAL DE MONTE CARMELO - MG	100 Km

LOCALIZAÇÃO	
MUNICÍPIO DE MONTE CARMELO – MG	

Informações básicas:

Proprietário fornecerá apoio básico? Sim ☐ Não ☒

Localidade/Povoado mais próximo: Abadia dos Dourados - MG

Distância até a Localidade/Povoado: 32,00 Km

Item	Descrição	Unid.	Quant.	V. Unit (par)	V. Total
1.0	Aluguel de receptor GNSS Hiper V	DIA	5,00	280,00	1.400,00
2.0	Aluguel de Estação Total Foif RTS 685	DIA	2,00	100,00	200,00
3.0	Aluguel de Nível Ruide NL32	DIA	2,00	50,00	100,00
4.0	Dias de campo	DIA	9,00	300,00	2.700,00
5.0	Diária de assistentes	DIA	4,00	70,00	280,00
6.0	Refeições	UNI.	14,00	20,00	280,00
7.0	Aluguel Carro	DIA	9,00	120,00	1080,00
8.0	Combustível	L	30,00	3,49	104,70
9.0	Diária engenheiro	DIA	9,00	300,00	2.700,00
Total dos Serviços					R\$ 8.844,77

APÊNDICE B - Nivelamento Geométrico

NIVELAMENTO										
ESTAÇÃO	Ponto Visado	RÉ				VANTE				Dist. (m)
		FIOS ESTADIMÉTRICOS			Dist. (m)	FIOS ESTADIMÉTRICOS			Dist. (m)	DESN. (m)
1	P1-P2	FS	1,3229		10,16	FS	1,8555		10,00	-0,5334
		FM	1,2721	1,2721		FM	1,8055	1,8055		
		FI	1,2213			FI	1,7555			
				0,0000				0,0000		
2	P2-P3	FS	1,2829		9,90	FS	1,9013		10,23	-0,6168
		FM	1,2333	1,2334		FM	1,8505	1,8502		
		FI	1,1839			FI	1,7990			
				-0,0001				0,0004		
3	P3 P4	FS	1,2828		9,85	FS	1,9553		10,30	-0,6703
		FM	1,2338	1,2336		FM	1,9036	1,9038		
		FI	1,1843			FI	1,8523			
				0,0003				-0,0002		
4	P4 P5	FS	1,3210		9,87	FS	1,9830		10,77	-0,6575
		FM	1,2718	1,2717		FM	1,9293	1,9292		
		FI	1,2223			FI	1,8753			
				0,0002				0,0002		
5	P5 P6	FS	1,1798		10,28	FS	1,8340		9,70	-0,6571
		FM	1,1280	1,1284		FM	1,7859	1,7855		
		FI	1,0770			FI	1,7370			
				-0,0004				0,0004		
6	P6 P7	FS	0,9440		10,10	FS	2,1939		9,83	-1,2513
		FM	0,8939	0,8935		FM	2,1446	2,1448		
		FI	0,8430			FI	2,0956			
				0,0004				-0,0002		
7	P7 P8	FS	0,7236		9,77	FS	2,3220		10,37	-1,5954
		FM	0,6746	0,6748		FM	2,2705	2,2702		
		FI	0,6259			FI	2,2183			
				-0,0001				0,0004		
8	P8 P9	FS	0,8239		9,93	FS	2,3536		10,00	-1,5294
		FM	0,7743	0,7743		FM	2,3038	2,3036		
		FI	0,7246			FI	2,2536			
				0,0000				0,0002		
9	P9 P10	FS	0,9099		10,63	FS	2,4280		9,54	-1,5236
		FM	0,8569	0,8568		FM	2,3810	2,3803		
		FI	0,8036			FI	2,3326			
				0,0001				0,0007		
10	P10 P11	FS	0,7020		10,00	FS	2,2800		10,00	-1,5780

		FM	0,6520	0,6520		FM	2,2300	2,2300			20,00
		FI	0,6020			FI	2,1800				
				0,0000				0,0000			
11	P11 P12	FS	0,6289		9,89	FS	2,2720		10,47	-1,6402	
		FM	0,5799	0,5795		FM	2,2199	2,2197			20,09
		FI	0,5300			FI	2,1673				
				0,0004				0,0003			
12	P12 P13	FS	0,7926		9,66	FS	2,2810		10,50	-1,4842	
		FM	0,7443	0,7443		FM	2,2286	2,2285			20,16
		FI	0,6960			FI	2,1760				
				0,0000				0,0001			
13	P13 P14	FS	0,8398		10,00	FS	2,1906		10,03	-1,3507	
		FM	0,7899	0,7898		FM	2,1400	2,1405			20,03
		FI	0,7398			FI	2,0903				
				0,0001				-0,0004			
14	P14 P15	FS	0,5970		9,50	FS	2,2100		9,10	-1,6150	
		FM	0,5490	0,5495		FM	2,1650	2,1645			18,60
		FI	0,5020			FI	2,1190				
				-0,0005				0,0005			
15	P15 P16	FS	0,8490		9,60	FS	2,5740		10,41	-1,7210	
		FM	0,8016	0,8010		FM	2,5226	2,5220			20,01
		FI	0,7530			FI	2,4699				
				0,0006				0,0007			
16	P16 P17	FS	0,6956		10,12	FS	2,4580		9,94	-1,7633	
		FM	0,6450	0,6450		FM	2,4086	2,4083			20,06
		FI	0,5944			FI	2,3586				
				0,0000				0,0003			
17	P17 P18	FS	0,7655		9,85	FS	2,4740		10,04	-1,7076	
		FM	0,7163	0,7163		FM	2,4239	2,4238			19,89
		FI	0,6670			FI	2,3736				
				0,0000				0,0001			
18	P18 P19	FS	0,7478		9,88	FS	2,5520		10,20	-1,8026	
		FM	0,6986	0,6984		FM	2,5010	2,5010			20,08
		FI	0,6490			FI	2,4500				
				0,0002				0,0000			
19	P19 P20	FS	0,6593		10,00	FS	2,4120		9,97	-1,7529	
		FM	0,6093	0,6093		FM	2,3623	2,3622			19,97
		FI	0,5593			FI	2,3123				
				0,0000				0,0002			
20	P20 P21	FS	0,7699		10,13	FS	2,0206		9,97	-1,2515	
		FM	0,7190	0,7193		FM	1,9706	1,9708			20,10
		FI	0,6686			FI	1,9209				
				-0,0002				-0,0002			
21	P21 P22	FS	1,0086		10,33	FS	1,8400		9,64	-0,8349	
		FM	0,9570	0,9570		FM	1,7916	1,7918			19,97

		FI	0,9053			FI	1,7436				
				0,0000				-0,0002			
22	P22 P23	FS	1,4113		10,24	FS	1,7856		9,90	-0,3760	20,14
		FM	1,3603	1,3601		FM	1,7359	1,7361			
		FI	1,3089			FI	1,6866				
				0,0002				-0,0002			
23	P23 P24	FS	1,2413		8,40	FS	1,7888		8,68	-0,5461	17,08
		FM	1,1990	1,1993		FM	1,7453	1,7454			
		FI	1,1573			FI	1,7020				
				-0,0003				-0,0001			
24	P24 P25	FS	1,2503		9,91	FS	1,5403		9,97	-0,2897	19,88
		FM	1,2004	1,2008		FM	1,4906	1,4905			
		FI	1,1512			FI	1,4406				
				-0,0004				0,0001			
25	P25 P26	FS	1,5478		10,20	FS	1,3660		9,70	0,1793	19,90
		FM	1,4968	1,4968		FM	1,3173	1,3175			
		FI	1,4458			FI	1,2690				
				0,0000				-0,0002			
26	P26 P27	FS	1,8986		10,23	FS	1,3480		9,81	0,5485	20,04
		FM	1,8476	1,8475		FM	1,2986	1,2990			
		FI	1,7963			FI	1,2499				
				0,0001				-0,0004			
27	P27 P28	FS	2,0110		10,81	FS	1,1803		9,97	0,8265	20,78
		FM	1,9576	1,9570		FM	1,1306	1,1305			
		FI	1,9029			FI	1,0806				
				0,0007				0,0002			
28	P28 P29	FS	2,1845		10,07	FS	0,7773		9,80	1,4059	19,87
		FM	2,1336	2,1342		FM	0,7286	0,7283			
		FI	2,0838			FI	0,6793				
				-0,0006				0,0003			
29	P29 P30	FS	2,4093		10,04	FS	0,8419		10,09	1,5677	20,13
		FM	2,3596	2,3591		FM	0,7919	0,7915			
		FI	2,3089			FI	0,7410				
				0,0005				0,0005			
30	P30 P31	FS	2,0710		10,00	FS	1,0310		10,90	1,0445	20,90
		FM	2,0210	2,0210		FM	0,9770	0,9765			
		FI	1,9710			FI	0,9220				
				0,0000				0,0005			
31	P31 P32	FS	2,3039		10,00	FS	0,9385		9,49	1,3629	19,49
		FM	2,2539	2,2539		FM	0,8908	0,8911			
		FI	2,2039			FI	0,8436				
				0,0000				-0,0002			
32	032 033	FS	2,4270		10,17	FS	1,0906		10,07	1,3359	20,24
		FM	2,3761	2,3762		FM	1,0400	1,0403			
		FI	2,3253			FI	0,9899				

				0,0000				-0,0002			
33	P33 P34	FS	2,3426		10,40	FS	0,9786		9,48	1,3594	
		FM	2,2906	2,2906		FM	0,9306	0,9312			19,88
		FI	2,2386			FI	0,8838				
				0,0000				-0,0006			
34	P34 P35	FS	2,0158		10,00	FS	1,1456		9,97	0,8701	
		FM	1,9658	1,9658		FM	1,0956	1,0958			19,97
		FI	1,9158			FI	1,0459				
				0,0000				-0,0002			
35	P35 P36	FS	2,1470		9,94	FS	1,0880		10,05	1,0596	
		FM	2,0976	2,0973		FM	1,0376	1,0378			19,99
		FI	2,0476			FI	0,9875				
				0,0003				-0,0001			
36	P36 P37	FS	2,0980		8,50	FS	1,2399		9,27	0,8620	
		FM	2,0555	2,0555		FM	1,1929	1,1936			17,77
		FI	2,0130			FI	1,1472				
				0,0000				-0,0007		-16,3260	

APÊNDICE C - Nivelamento Geométrico

CONTRANIVELAMENTO											
ESTAÇÃO	Ponto Visado	RÉ				VANTE				DESN. (m)	Dist. (m)
		FIOS ESTADIMÉTRICOS			Dist. (m)	FIOS ESTADIMÉTRICOS			Dist. (m)		
1	P40 P39	FS	1,3560		9,40	FS	2,2150		8,51	-0,8635	17,910
		FM	1,3090	1,3090		FM	2,1726	2,1725			
		FI	1,2620			FI	2,1299				
				0,0000				0,0002			
2	P39 P38	FS	1,0942		10,02	FS	2,1526		9,90	-1,0590	19,920
		FM	1,0440	1,0441		FM	2,1036	2,1031			
		FI	0,9940			FI	2,0536				
				-0,0001				0,0005			
3	P38 P37	FS	1,0170		9,80	FS	1,8890		10,14	-0,8703	19,940
		FM	0,9680	0,9680		FM	1,8380	1,8383			
		FI	0,9190			FI	1,7876				
				0,0000				-0,0003			
4	P37 P36	FS	0,9796		9,83	FS	2,3373		10,13	-1,3562	19,960
		FM	0,9300	0,9305		FM	2,2868	2,2867			
		FI	0,8813			FI	2,2360				
				-0,0004				0,0002			
5	P36 P35	FS	1,0438		10,68	FS	2,3746		9,66	-1,3359	20,340
		FM	0,9905	0,9904		FM	2,3266	2,3263			
		FI	0,9370			FI	2,2780				
				0,0001				0,0003			
6	P35 P34	FS	0,9476		9,86	FS	2,3076		9,56	-1,3615	19,420
		FM	0,8980	0,8983		FM	2,2596	2,2598			
		FI	0,8490			FI	2,2120				
				-0,0003				-0,0002			
7	P34 P33	FS	1,0699		10,23	FS	2,1120		9,85	-1,0440	20,080
		FM	1,0188	1,0188		FM	2,0626	2,0628			
		FI	0,9676			FI	2,0135				
				0,0000				-0,0002			
8	P33 P32	FS	0,8638		10,08	FS	2,4306		10,00	-1,5672	20,080
		FM	0,8138	0,8134		FM	2,3806	2,3806			
		FI	0,7630			FI	2,3306				
				0,0004				0,0000			
9	P32 P31	FS	0,8262		9,73	FS	2,2346		10,00	-1,4071	19,730
		FM	0,7778	0,7776		FM	2,1846	2,1846			
		FI	0,7289			FI	2,1346				
				0,0003				0,0000			
10	P31 P30	FS	1,0146		9,83	FS	1,8446		10,26	-0,8279	

		FM	0,9653	0,9655		FM	1,7933	1,7933			20,090
		FI	0,9163			FI	1,7420				
				-0,0001				0,0000			
11	P30 P29	FS	1,6460		10,50	FS	2,1900		9,70	-0,5480	
		FM	1,5930	1,5935		FM	2,1410	2,1415			20,200
		FI	1,5410			FI	2,0930				
				-0,0005				-0,0005			
12	P29 P28	FS	1,4360		9,97	FS	1,6163		9,87	-0,1808	
		FM	1,3856	1,3862		FM	1,5670	1,5670			19,840
		FI	1,3363			FI	1,5176				
				-0,0006				0,0000			
13	P28 P27	FS	1,6080		9,94	FS	1,3263		10,13	0,2827	
		FM	1,5586	1,5583		FM	1,2756	1,2757			20,070
		FI	1,5086			FI	1,2250				
				0,0003				-0,0001			
14	P27 P26	FS	1,9350		9,34	FS	1,3848		8,58	0,5464	
		FM	1,8916	1,8883		FM	1,3423	1,3419			17,920
		FI	1,8416			FI	1,2990				
				0,0033				0,0004			
15	P26 P25	FS	1,9426		10,00	FS	1,5640		10,02	0,3787	
		FM	1,8930	1,8926		FM	1,5140	1,5139			20,020
		FI	1,8426			FI	1,4638				
				0,0004				0,0001			
16	P25 P24	FS	2,0099		10,00	FS	1,1716		10,01	0,8384	
		FM	1,9586	1,9599		FM	1,1213	1,1216			20,010
		FI	1,9099			FI	1,0715				
				-0,0013				-0,0003			
17	P24 P23	FS	2,0750		9,54	FS	0,8260		10,94	1,2560	
		FM	2,0243	2,0273		FM	0,7716	0,7713			20,480
		FI	1,9796			FI	0,7166				
				-0,0030				0,0003			
18	P23 P22	FS	2,5499		10,10	FS	0,7976		10,13	1,7525	
		FM	2,4999	2,4994		FM	0,7466	0,7470			20,230
		FI	2,4489			FI	0,6963				
				0,0005				-0,0003			
19	P22 P21	FS	2,4730		10,04	FS	0,6720		10,04	1,8010	
		FM	2,4230	2,4228		FM	0,6226	0,6218			20,080
		FI	2,3726			FI	0,5716				
				0,0002				0,0008			
20	P21 P20	FS	2,4183		10,08	FS	0,7020		9,84	1,7151	
		FM	2,3679	2,3679		FM	0,6530	0,6528			19,920
		FI	2,3175			FI	0,6036				
				0,0000				0,0002			
21	P20 P19	FS	2,3815		10,15	FS	0,6169		10,39	1,7658	
		FM	2,3315	2,3308		FM	0,5665	0,5650			20,540

		FI	2,2800			FI	0,5130				
				0,0008				0,0015			
22	P19 -18	FS	2,4676		10,50	FS	0,7436		9,91	1,7211	20,410
		FM	2,4150	2,4151		FM	0,6938	0,6941			
		FI	2,3626			FI	0,6445				
				-0,0001				-0,0003			
23	P18 P17	FS	2,3766		9,66	FS	0,7556		8,96	1,6175	18,620
		FM	2,3280	2,3283		FM	0,7110	0,7108			
		FI	2,2800			FI	0,6660				
				-0,0003				0,0002			
24	P17 P16	FS	2,2340		9,90	FS	0,8869		10,29	1,3491	20,190
		FM	2,1840	2,1845		FM	0,8340	0,8355			
		FI	2,1350			FI	0,7840				
				-0,0005				-0,0015			
25	P16 P15	FS	2,2990		10,14	FS	0,8139		9,66	1,4827	19,800
		FM	2,2486	2,2483		FM	0,7646	0,7656			
		FI	2,1976			FI	0,7173				
				0,0003				-0,0010			
26	P15 P14	FS	2,3530		10,14	FS	0,7110		9,90	1,6408	20,040
		FM	2,3020	2,3023		FM	0,6616	0,6615			
		FI	2,2516			FI	0,6120				
				-0,0003				0,0001			
27	P14 P13	FS	2,2650		9,70	FS	0,6939		10,29	1,5741	19,990
		FM	2,2160	2,2165		FM	0,6410	0,6425			
		FI	2,1680			FI	0,5910				
				-0,0005				-0,0014			
28	P13 P12	FS	2,3578		9,98	FS	0,8380		10,42	1,5220	20,400
		FM	2,3090	2,3079		FM	0,7848	0,7859			
		FI	2,2580			FI	0,7338				
				0,0011				-0,0011			
29	P12 P11	FS	2,4530		10,30	FS	0,9188		10,12	1,5333	20,420
		FM	2,4010	2,4015		FM	0,8686	0,8682			
		FI	2,3500			FI	0,8176				
				-0,0005				0,0004			
30	P11 P10	FS	2,1660		9,87	FS	0,5763		10,18	1,5913	20,050
		FM	2,1176	2,1167		FM	0,5250	0,5254			
		FI	2,0673			FI	0,4745				
				0,0010				-0,0004			
31	P10 P9	FS	2,1780		10,20	FS	0,9226		9,90	1,2539	20,100
		FM	2,1270	2,1270		FM	0,8730	0,8731			
		FI	2,0760			FI	0,8236				
				0,0000				-0,0001			
32	P9 P8	FS	1,8180		10,00	FS	1,1620		9,90	0,6555	19,900
		FM	1,7680	1,7680		FM	1,1130	1,1125			
		FI	1,7180			FI	1,0630				

				0,0000				0,0005			
33	P8 P7	FS	1,8315		10,15	FS	1,1745		10,05	0,6565	
		FM	1,7805	1,7808		FM	1,1245	1,1243			20,200
		FI	1,7300			FI	1,0740				
				-0,0002				0,0003			
34	P7 P6	FS	1,9799		10,36	FS	1,3080		10,10	0,6706	
		FM	1,9280	1,9281		FM	1,2570	1,2575			20,460
		FI	1,8763			FI	1,2070				
				-0,0001				-0,0005			
35	P6 P5	FS	1,8446		10,03	FS	1,2285		10,06	0,6163	
		FM	1,7940	1,7945		FM	1,1780	1,1782			20,090
		FI	1,7443			FI	1,1279				
				-0,0004				-0,0002			
36	P5 P4	FS	1,7789		9,89	FS	1,2435		9,80	0,5350	
		FM	1,7299	1,7295		FM	1,1955	1,1945			19,690
		FI	1,6800			FI	1,1455				
				-0,0002				0,0003		16,3346	

APÊNDICE D - Nivelamento trigonométrico

NIVELAMENTO TRIGONOMÉTRICO							
Ponto	Y	X	Z	Ponto	Y	X	Z
p0	2000	1000	100	p18	1541,902	997,678	72,763
p1	1939,972	999,206	99,487	p19	1522,055	997,925	71,948
p2	1919,965	999,101	98,965	p20	1502,013	997,823	71,563
p3	1899,939	999,008	98,353	p21	1484,958	997,339	71,009
p4	1880,033	998,475	97,658	p22	1464,929	997,606	70,726
p5	1859,982	998,585	97,010	p23	1444,922	998,107	70,898
p6	1840,172	999,588	96,331	p24	1424,952	997,996	71,452
p7	1820,129	998,896	95,102	p25	1404,955	998,083	72,260
p8	1760,265	999,588	90,448	p26	1385,062	997,820	73,666
p9	1740,300	999,414	88,868	p27	1365,039	998,592	75,260
p10	1720,280	999,192	87,223	p28	1345,045	998,394	76,271
p11	1700,274	998,905	85,745	p29	1325,692	998,223	77,629
p12	1680,298	998,664	84,388	p30	1305,793	998,087	78,970
p13	1661,628	998,435	82,775	p31	1285,897	997,969	80,323
p14	1621,711	997,448	79,294	p32	1266,018	998,080	81,177
p15	1601,820	997,771	77,592	p33	1246,141	998,132	82,247
p16	1581,860	997,886	75,789	p34	1228,378	997,821	83,104
p17	1561,965	997,958	74,034	-	-	-	-

APÊNDICE E - Nivelamento por GNSS

Nivelameto GNSS (levantamento Estático 30 minutos -L1/L2-GPS/GLONASS)				
Nome	Latitude	Longitude	Alt Elip (m)	Desv Padrão u (m)
Base	18°43'58,54"S	47°29'55,54"W	876,735	0,005
p1	18°43'59,81"S	47°29'51,48"W	876,485	0,007
p2	18°44'00,02"S	47°29'50,84"W	875,952	0,011
p3	18°44'00,24"S	47°29'50,19"W	875,457	0,006
p4	18°44'00,45"S	47°29'49,55"W	874,797	0,007
p5	18°44'00,66"S	47°29'48,90"W	874,129	0,006
p6	18°44'00,89"S	47°29'48,27"W	873,345	0,006
p7	18°44'01,08"S	47°29'47,61"W	872,107	0,006
p8	18°44'01,70"S	47°29'45,68"W	867,454	0,011
p9	18°44'01,91"S	47°29'45,03"W	865,878	0,008
p10	18°44'02,12"S	47°29'44,39"W	864,244	0,006
p11	18°44'02,33"S	47°29'43,74"W	862,78	0,006
p12	18°44'02,55"S	47°29'43,09"W	861,426	0,015
p13	18°44'02,74"S	47°29'42,49"W	859,808	0,008
p14	18°44'03,18"S	47°29'41,21"W	856,325	0,006
p15	18°44'03,38"S	47°29'40,56"W	854,605	0,007
p16	18°44'03,59"S	47°29'39,92"W	852,811	0,006
p17	18°44'03,80"S	47°29'39,28"W	851,059	0,006
p18	18°44'04,02"S	47°29'38,63"W	849,795	0,006
p19	18°44'04,23"S	47°29'37,99"W	848,973	0,006
p20	18°44'04,44"S	47°29'37,34"W	848,539	0,006
p21	18°44'04,64"S	47°29'36,80"W	847,997	0,007
p22	18°44'04,84"S	47°29'36,15"W	847,703	0,006
p23	18°44'05,04"S	47°29'35,50"W	847,894	0,006
p24	18°44'05,26"S	47°29'34,86"W	848,435	0,006
p25	18°44'05,47"S	47°29'34,21"W	849,259	0,006
p26	18°44'05,67"S	47°29'33,56"W	850,807	0,014
p27	18°44'05,87"S	47°29'32,92"W	852,27	0,008
p28	18°44'06,09"S	47°29'32,27"W	853,356	0,008
p29	18°44'06,30"S	47°29'31,65"W	854,689	0,01
p30	18°44'06,51"S	47°29'31,01"W	856,019	0,006
p31	18°44'06,72"S	47°29'30,37"W	857,376	0,006
p32	18°44'06,93"S	47°29'29,72"W	858,252	0,006
p33	18°44'07,14"S	47°29'29,08"W	859,308	0,006
p34	18°44'07,33"S	47°29'28,51"W	860,192	0,006

Nivelameto GNSS (levantamento Estático 15 minutos- L1 - GPS/GLONASS)				
Nome	Latitude	Longitude	Alt Elip (m)	Desv Padrão u (m)
p1	18°43'59,81"S	47°29'51,48"W	878,013	0,004
p2	18°44'00,02"S	47°29'50,84"W	877,503	0,009
p3	18°44'00,23"S	47°29'50,19"W	876,986	0,003
p4	18°44'00,45"S	47°29'49,54"W	876,426	0,005
p5	18°44'00,66"S	47°29'48,90"W	875,617	0,006
p6	18°44'00,88"S	47°29'48,27"W	874,876	0,002
p7	18°44'01,07"S	47°29'47,61"W	873,627	0,003
p8	18°44'01,70"S	47°29'45,68"W	869	0,009
p9	18°44'01,90"S	47°29'45,03"W	867,4	0,011
p10	18°44'02,12"S	47°29'44,39"W	865,779	0,002
p11	18°44'02,33"S	47°29'43,74"W	864,306	0,002
p12	18°44'02,54"S	47°29'43,10"W	862,962	0,005
p13	18°44'02,74"S	47°29'42,51"W	861,192	0,009
p14	18°44'03,18"S	47°29'41,21"W	857,858	0,002
p15	18°44'03,38"S	47°29'40,56"W	856,132	0,007
p16	18°44'03,59"S	47°29'39,93"W	854,153	0,004
p17	18°44'03,80"S	47°29'39,28"W	852,567	0,003
p18	18°44'04,02"S	47°29'38,63"W	851,33	0,011
p19	18°44'04,22"S	47°29'37,99"W	850,511	0,003
p20	18°44'04,44"S	47°29'37,35"W	850,066	0,002
p21	18°44'04,63"S	47°29'36,80"W	849,52	0,009
p22	18°44'04,84"S	47°29'36,15"W	849,231	0,003
p23	18°44'05,04"S	47°29'35,50"W	849,426	0,001
p24	18°44'05,25"S	47°29'34,86"W	849,968	0,002
p25	18°44'05,47"S	47°29'34,21"W	850,792	0,002
p26	18°44'05,67"S	47°29'33,57"W	852,239	0,023
p27	18°44'05,87"S	47°29'32,92"W	853,81	0,004
p28	18°44'06,09"S	47°29'32,27"W	854,865	0,005
p29	18°44'06,29"S	47°29'31,65"W	856,225	0,004
p30	18°44'06,51"S	47°29'31,01"W	857,531	0,006
p31	18°44'06,72"S	47°29'30,37"W	858,906	0,002
p32	18°44'06,92"S	47°29'29,72"W	859,784	0,007
p33	18°44'07,13"S	47°29'29,08"W	860,831	0,004
p34	18°44'07,33"S	47°29'28,51"W	861,71	0,005

Nivelamento GNSS (levantamento Estático 5 minutos – L1 - GPS/GLONASS)				
Nome	Latitude	Longitude	Alt Elip (m)	Desv Padrão u (m)
p1	18°43'59,81"S	47°29'51,48"W	877,766	0,005
p2	18°44'00,02"S	47°29'50,84"W	877,235	0,01
p3	18°44'00,23"S	47°29'50,19"W	876,723	0,007
p4	18°44'00,44"S	47°29'49,58"W	874,555	0,008
p5	18°44'00,66"S	47°29'48,90"W	875,32	0,03
p6	18°44'00,88"S	47°29'48,27"W	874,626	0,003
p7	18°44'01,07"S	47°29'47,61"W	873,358	0,02
p8	18°44'01,70"S	47°29'45,68"W	868,735	0,003
p9	18°44'01,90"S	47°29'44,97"W	867,449	0,011
p10	18°44'02,12"S	47°29'44,39"W	865,527	0,002
p11	18°44'02,33"S	47°29'43,74"W	864,057	0,003
p12	18°44'02,54"S	47°29'43,10"W	862,682	0,042
p13	18°44'02,74"S	47°29'42,50"W	860,5	0,009
p14	18°44'03,18"S	47°29'41,21"W	857,608	0,011
p15	18°44'03,38"S	47°29'40,55"W	854,486	0,012
p16	18°44'03,59"S	47°29'39,92"W	854,065	0,012
p17	18°44'03,80"S	47°29'39,28"W	852,316	0,012
p18	18°44'04,02"S	47°29'38,63"W	851,087	0,012
p19	18°44'04,24"S	47°29'37,97"W	848,906	0,012
p20	18°44'04,44"S	47°29'37,350"W	849,791	0,013
p21	18°44'04,64"S	47°29'36,82"W	849,432	0,014
p22	18°44'04,84"S	47°29'36,15"W	848,978	0,014
p23	18°44'05,04"S	47°29'35,50"W	849,176	0,012
p24	18°44'05,25"S	47°29'34,86"W	849,716	0,014
p25	18°44'05,47"S	47°29'34,21"W	850,531	0,015
p26	18°44'05,67"S	47°29'33,61"W	851,875	0,016
p27	18°44'05,88"S	47°29'32,93"W	853,739	0,015
p28	18°44'06,09"S	47°29'32,31"W	854,724	0,022
p29	18°44'06,29"S	47°29'31,65"W	855,98	0,018
p30	18°44'06,51"S	47°29'31,00"W	856,975	0,018
p31	18°44'06,72"S	47°29'30,37"W	858,657	0,017
p32	18°44'06,92"S	47°29'29,72"W	859,553	0,021
p33	18°44'07,13"S	47°29'29,08"W	860,559	0,019
p34	18°44'07,33"S	47°29'28,51"W	861,458	0,019