

JOSÉ ROBERTO MARQUES PINTO

**POTENCIALIDADE DO USO DO GPS EM
OBRAS DE ENGENHARIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Ciências Cartográficas da Faculdade de Ciências e Tecnologia de Presidente Prudente, da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” - UNESP, para a obtenção do título de Mestre em Ciências Cartográficas (Área de Concentração: Aquisição, Análise e Representação de Informações Espaciais)

Orientador: Prof. Dr. João Francisco Galera Monico

Presidente Prudente
2000

P728p

Pinto, José Roberto Marques

Potencialidade do uso do GPS em obras de Engenharia. /
José Roberto Marques Pinto. – Presidente Prudente : [s.n.],
2000.

161p. : il. ; 29cm.

Dissertação (mestrado). – UNESP, Faculdade de Ciências e
Tecnologia, Presidente Prudente, 2000.

Orientador: Prof. Dr. João Francisco Galera Monico

1. Engenharia Civil. 2. Topografia. 3. GPS. 4. Locação.
I. Título.

CDD (18a ed.) 629.134.57

COMISSÃO EXAMINADORA

Niciléo

Prof. Dr. NICOLA PACILÉO NETTO

Paulo

Prof. Dr. PAULO DE OLIVEIRA CAMARGO

João

Prof. Dr. JOÃO FRANCISCO GALERA MONICO

Jose Roberto

JOSE ROBERTO MARQUES PINTO

Presidente Prudente (SP), 21 de dezembro de 2000.

Resultado: APROVADO

DADOS CURRICULARES
JOSÉ ROBERTO MARQUES PINTO

NASCIMENTO 17.7.1951 – VOTUPORANGA/SP

FILIAÇÃO Pery Marques Pinto
Maria Schorr

1970/1974 Curso de Graduação
Escola de Engenharia de Lins

1996/2000 Professor Assistente do Departamento de Engenharia
Civil, da Escola de Engenharia de Lins

1997/2000 Curso de Pós-Graduação em Ciências Cartográficas,
nível de Mestrado, na Faculdade de Ciências e
Tecnologia de Presidente Prudente – UNESP.

Agradecimentos

Meus sinceros agradecimentos ao prof. Dr. João Francisco Galera Monico pelo esforço e paciência como orientador. Suas sugestões e encorajamento muito contribuíram para o sucesso do trabalho.

Agradecimentos especiais à Prof^a. Dr^a. Arlete Aparecida Correia Meneguette, ao Prof. Dr. Messias Meneguette Júnior, Prof. Aluir Porfírio Dal Poz, que contribuíram para ampliar meus conhecimentos nessa área.

Ao Prof. Dr. Paulo de Oliveira Camargo pela contribuição e ajuda no processamento e a colaboração na utilização do software para transformação de coordenadas.

Gostaria de expressar minha gratidão a todos os componentes do corpo docente do Departamento de Cartografia, nos quais sempre encontrei apoio, colaboração e estímulo.

A todos os funcionários indistintamente, pelo zelo e dedicação no desempenho das funções, propiciando um ambiente agradável.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia de Presidente Prudente, de proporcionar condições materiais e humanas para o avanço do aprendizado.

Ao Departamento de Planejamento da Prefeitura Municipal de Presidente Prudente pela colaboração na escolha de uma das áreas teste.

À Topus pela cessão dos equipamentos para a realização da pesquisa com a técnica GPS/RTK.

A todos os colegas de curso, nos quais sempre encontrei companheirismo, colaboração e apoio.

Agradecimentos especiais à minha esposa Telma Mary e ao meu filho Ricardo, pela força transmitida com amor e carinho durante todas as etapas de trabalho.

Que Deus possa abençoar e iluminar a todos.

Há, verdadeiramente, duas coisas diferentes:
saber e crer que se sabe.
A ciência consiste em saber;
em crer que se sabe consiste a ignorância.

Hipócrates
(460 a.C. – 377 ?)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Justificativa	4
1.3 Conteúdo da Dissertação.....	5
2 PRESCRIÇÕES PARA LEVANTAMENTOS RELACIONADOS COM OBRAS DE ENGENHARIA	8
2.1 Introdução	8
2.2 Prescrições relacionadas à componente horizontal	9
2.2.1 Fundações em superfície.....	10
2.2.2 Fundações profundas	12
2.2.3 Locação de loteamentos	15
2.3 Prescrições relacionadas à componente vertical	23
2.3.1 Rede de abastecimento de água	24
2.3.2 Rede coletora de esgoto	25
2.3.3 Rede de galeria de águas pluviais	27
3 AS FERRAMENTAS UTILIZADAS PARA LEVANTAMENTOS EM OBRAS DE ENGENHARIA	30
3.1 Introdução	30
3.2 Topografia.....	30
3.2.1 Principais observáveis em topografia	32

3.2.2 Métodos Topográficos	33
3.2.3 Medições de distâncias	33
3.2.3.1 Medições mecânicas de distância	34
3.2.3.2 Medições de distância com instrumentos de medida óticos-mecânicos	34
3.2.3.3 Medições eletromagnéticas de distância	35
3.2.3.3.1 Princípios básicos da medição eletrônica.....	35
3.2.3.3.2 Equação de propagação de erros	38
3.2.3.3.3 Erro da velocidade de propagação da luz no vácuo	39
3.2.3.3.4 Erro da frequência de modulação.....	39
3.2.3.3.5 Erros do índice de refração n	40
3.2.3.3.6 Erro da determinação de diferença de fase	40
3.2.3.3.7 Erro de zero.....	41
3.2.3.3.8 Erro cíclico.....	41
3.2.4 Equipamentos.....	42
3.2.5 Tolerâncias admitidas	45
3.3 Sistema de Posicionamento Global (GPS).....	49
3.3.1 Métodos de posicionamento.....	50
3.3.1.1 Posicionamento por ponto.....	50
3.3.1.2 Posicionamento relativo.....	50
3.3.1.3 Posicionamento relativo estático.....	51
3.3.1.4 Posicionamento relativo estático rápido	52
3.3.1.5 Posicionamento relativo semi cinemático.....	53
3.3.1.6 Posicionamento relativo cinemático em tempo real (RTK).....	54
4 REFERENCIAIS GEODÉSICOS PARA OBRAS DE ENGENHARIA	59

4.1 Introdução	59
4.2 Superfícies empregadas em levantamentos.....	59
4.2.1 Superfície topográfica.....	59
4.2.2 Elipsóide	60
4.2.3 Geóide.....	61
4.3 Sistemas de Coordenadas e Transformações	65
4.3.1 Sistema de coordenadas cartesianas.....	65
4.3.2 Coordenadas esféricas.....	66
4.3.3 Coordenadas geodésicas	67
4.3 IERS e Referenciais Globais Associados.....	69
4.3.1 IERS.....	69
4.3.2 Sistema convencional de referência celeste e sua realização.....	70
4.3.3 Sistema convencional de referência terrestre e suas realizações.....	71
4.3.3.1 Principais realizações do CTRS.....	72
4.4 Sistema de Referência WGS-84 e SIRGAS.....	74
4.4.1 WGS84.....	74
4.4.2 SIRGAS	75
4.4.3 Conseqüências da integração SIRGAS e WGS84	77
4.5 Sistema Geodésico Brasileiro	77
4.6 Sistema Topográfico Local.....	81
5 INTEGRAÇÃO TOPOGRAFIA E GPS.....	91
5.1 Introdução	91
5.2 Integração a partir de Coordenadas.....	92
5.2.1 Transformação de coordenadas do sistema UTM para coordenadas do STL.....	94

5.2.1.1 Azimute plano (Azp).....	97
5.2.1.2 Cálculo das coordenadas TM.....	98
5.2.1.3 Cálculo das coordenadas geodésicas, a partir das coordenadas TM.....	98
5.2.1.4 Comprimento do arco meridiano	100
5.2.1.5 Cálculo da convergência meridiana	101
5.2.1.6 Cálculo do fator de escala médio	104
5.2.1.7 Cálculo da distância elipsoidal (S_e).....	104
5.2.1.8 Redução angular (Ψ).....	105
5.2.1.9 Altura média.....	106
5.2.1.10 Distância plana (disth)	106
5.2.1.11 Distância plana (dh)	107
5.2.1.11 Cálculo das coordenadas STL.....	107
5.3 Integração a partir de observáveis.....	107
5.4 Integração a partir de transformações	109
5.4.1 Transformação de coordenadas no plano.....	110
5.4.1.1 Transformação de corpo rígido	111
5.4.1.2 Transformação de Similaridade, Isogonal ou Conforme de Helmert.....	111
5.4.1.3 Transformação ortogonal	112
5.4.1.4 Transformação Afim	112
5.4.2 Estimativa dos parâmetros de transformação.....	112
6 EXPERIMENTOS REALIZADOS	116
6.1 Introdução	116
6.2 Experimento para verificação das componentes horizontais	116
6.2.1 Área teste	116

6.2.2 Planejamento.....	118
6.2.3 Equipamentos e Coleta dos Dados.....	120
6.2.4 Processamento dos dados.....	122
6.2.5 Locação dos pontos utilizando GPS/RTK	123
6.3 Experimento para Componente Vertical.....	130
6.3.1 Área teste	130
6.3.2 Levantamento planialtimétrico para o projeto de loteamento através de topografia.	131
6.3.3 Planejamento, Coleta de dados e processamento de dados GPS.....	133
7 CONSIDERAÇÕES, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	147
7.1 Considerações	147
7.2 Conclusões	148
7.2.1 Quanto às componentes horizontais.....	148
7.2.2 Quanto à componente vertical.....	149
7.3 Recomendações.....	150
ANEXOS	155
Estação GPS – Relatório de ocupação – P1	156
Estação GPS – Relatório de ocupação – P2.....	157
Estação GPS – Relatório de ocupação – P3.....	158
Estação GPS – Relatório de ocupação – P4.....	159
Estação GPS – Relatório de ocupação – P5.....	160
Estação GPS – Relatório de ocupação – P6.....	161

Lista de Figuras

FIGURA 1 – Ilustração de um bloco de duas estacas.....	13
FIGURA 2 - Ilustração de um tubulão	14
FIGURA 3 – Poligonal esquemática de uma área	17
FIGURA 4 – Esquema do equipamento estacionado no ponto base	58
FIGURA 5 - Seções principais de um elipsóide	61
FIGURA 6 - Representação do geóide	62
FIGURA 7 – Posicionamento esquemático das três superfícies.....	62
FIGURA 8 - Sistema de coordenadas cartesianas.	65
FIGURA 9 - Sistema de coordenadas esféricas	66
FIGURA 10 - Sistema de coordenadas geodésicas.....	67
FIGURA 11 - Estações de observações do ITRF97 - Fonte IERS	73
FIGURA 12 - Esquema do WGS-84	74
FIGURA 13 – Sistema topográfico local.....	82
FIGURA 14 - Elementos do sistema topográfico local - Fonte (NBR 14.166/98, ABNT).....	87
FIGURA 15 - Representação das superfícies de referência.....	95
FIGURA 16 - Convergência meridiana	102
FIGURA 17 - Convenção de sinais para a convergência	103
Figura 18 - Azimute plano e redução angular	105
FIGURA 19 - Localização do loteamento em relação ao Campus da Unesp.....	117
FIGURA 20 – Disposição dos pontos GPS na área teste	120
FIGURA 21 – Visor do coletor de dados	125

FIGURA 22 - Situação do loteamento em relação à cidade	130
FIGURA 23 – Levantamento planialtimétrico realizado utilizando topografia	133
FIGURA 24 – Vista do marco que serviu de Estação Base	134
FIGURA 25 – Limites das sessões e curvas de nível geradas pelos dados GPS...	135
FIGURA 26 - Disposição dos perfis no terreno e curvas geradas pelos valores obtidos com GPS	139
FIGURA 27 – Perfis do terreno referentes ao perfil 1	140
FIGURA 28 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 2.....	141
FIGURA 29 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 3.....	142
FIGURA 30 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 4.....	143
FIGURA 31 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 5.....	144
FIGURA 32 - Perfis do terreno referentes ao Perfil 6	145

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Tolerâncias para obras de Engenharia	22
Tabela 2 - Classificação dos teodolitos.....	43
Tabela 3 - Classificação dos níveis	43
Tabela 4 - Classificação dos MEDs	43
Tabela 5 – Classificação das Estações Totais	44
Tabela 6 - Parâmetros do GRS-80	75
Tabela 7 – Valores obtidos através de projeto e de locação no campo.....	119
Tabela 8 – Coordenadas dos pontos após processamento dos dados (MC: 51° W)	123
Tabela 9 – Transformação das coordenadas UTM em STL	124
Tabela 10 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P2.....	127
Tabela 11 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P3.....	127
Tabela 12 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P5.....	128
Tabela 13 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P4.....	128
Tabela 14 – Coordenadas coletadas no ponto P6.....	128
Tabela 15 – Qualidade das componentes horizontais dos pontos	129
Tabela 16 – Média dos desvios-padrão da componente vertical de cada sessão	136
Tabela 17 - Relatório parcial do pósprocessamento	137
Tabela 18 - Resumo dos resultados.....	146

PINTO, J. R. M. Potencialidade do uso do GPS em obras de Engenharia. Presidente Prudente, 2000. Dissertação (Mestrado em Ciências Cartográficas) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Campus de Presidente Prudente, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.

Resumo

O GPS (*Global Positioning System*) vem sendo utilizado na engenharia e se tornou muito atraente, em função das suas propriedades predominantes: disponibilidade contínua, fácil aplicação e independência em relação às condições meteorológicas. O presente trabalho mostra a utilização do GPS na locação de pontos topográficos, os equipamentos utilizados e a sua integração com a topografia convencional. Os testes foram realizados em duas áreas distintas; uma para verificar a qualidade das componentes horizontais, e outra para verificar a qualidade da componente vertical. No primeiro caso, utilizou-se a técnica de posicionamento relativo cinemático em tempo real, e os resultados apresentaram acurácia da ordem de 1 cm. No segundo, a técnica de posicionamento relativo semi-cinemático, com pós processamento foi adotada. Os resultados não atenderam às prescrições iniciais, porém o erro médio quadrático em torno de 20 cm, aponta para um caminho promissor.

Palavras-chave: Engenharia Civil; Topografia; GPS; Locação

PINTO, J. R. M. Potential use of the GPS in engineering works. Presidente Prudente, 2000. Dissertação (Mestrado em Ciências Cartográficas) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Campus de Presidente Prudente, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”.

Abstract

GPS has been used in engineering for its three predominant properties: continuous availability, easy application, and independence in relation to meteorological conditions. The objective of the work developed in this dissertation is to show the potentiality of GPS in staking out topographic points, the equipment necessary, and its integration with classic surveys. The work focused on two different areas; one is developed to verify the quality of the horizontal components, and the other is to verify the quality of the vertical component. In the first case, “Real Time Kinematic” (RTK) technique was used, and the results presented an accuracy of the order to 1 cm. The second technique made use of Semi-cinematic Relative Positioning, with post processing. The results did not meet the expectation but with a mean square error around 20 cm, it does show promise.

Keywords: Civil Engineering; survey; GPS; Stake out.

1 INTRODUÇÃO

Antes do advento dos sistemas de posicionamento e navegação por satélites, como o NAVSTAR-GPS (NAVigator *Global Positioning System*), controlado pelos americanos, e o GLONASS (*GLOBAL NAVigation Satellite System*), controlado pelos russos, os referenciais geodésicos e as transformações entre eles eram de pouco interesse para muitos usuários, principalmente aqueles envolvidos com obras de engenharia.

De fato, muitos dos problemas diários, como os existentes em registros imobiliários, nos quais se constata que para alguns locais existem mais de um título para o mesmo imóvel, ou que dificilmente se consegue local uma área mediante as descrições constantes nos títulos existentes, originam-se, principalmente, devido à falta de adoção de sistemas de referência comuns, geralmente arbitrários, e que não apresentam conexão entre eles, ou por meio de descrições incorretas.

Pode-se ainda citar alguns erros advindos de locações executadas em um sistema de coordenadas, quando na realidade deveriam estar relacionadas a outro. Isto se deve, principalmente, à falta de conhecimento dos princípios fundamentais ou das transformações entre os sistemas geodésicos existentes, por parte dos envolvidos com essa tarefa.

As obras de engenharia de grande porte, consideradas em termos de extensão de suas dimensões, como as locações das bacias de inundação das hidrelétricas, rodovias, ferrovias, linhas de transmissão de energia, gasodutos, nas quais, pela sua área de abrangência, deve-se levar em consideração a curvatura da

Terra, são referenciadas a sistemas geodésicos locais¹. As demais, tradicionalmente executadas com a aplicação apenas da topografia, utilizam sistemas geralmente arbitrários. Inserem-se neste contexto as locações de obras residenciais, comerciais e principalmente industriais, em loteamentos, redes de água, galerias de águas pluviais, etc. Somente em algumas concessionárias de saneamento básico existe a obrigatoriedade da rede de esgoto estar vinculada a um referencial altimétrico.

Porém, esta realidade está mudando. Em geral, toda obra de engenharia que se insere dentro de um contexto que envolva algum tipo de planejamento, deve estar relacionada a um sistema de referência, definido e realizado anteriormente. Esta situação é resultante, principalmente, da grande inovação tecnológica pela qual tem passado as Engenharias Cartográfica e de Agrimensura. Exemplos de inovação são o SIG (Sistema de Informações Geográficas) e o GPS. Enquanto o primeiro é propício para atividades de análise que auxiliam o planejamento, exigindo referenciamento em um sistema geodésico (georreferenciamento), o segundo proporciona a facilidade de coletar dados geográficos vinculados a tal sistema..

Desta forma, os levantamentos topográficos, nos quais se arbitram as coordenadas iniciais de um dos vértices, não são propícios à tecnologia atual. Já estão em vigor, novas normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), como a NBR 13.133 E NBR 14.166, que

¹ Sistema geodésico local é aquele em que o centro do elipsóide de referência não coincide com o centro de massa da terra.

preconizam a utilização de um sistema local, denominado Sistema Topográfico Local. Questionamentos sobre a apresentação do STL têm sido levantados, haja vista que aparentemente existem algumas deficiências. Exemplo disso é a definição do Plano do Horizonte Local (plano tangente ao elipsóide de referência), que é elevado à altitude ortométrica H_t média da área de abrangência do sistema, passando a chamar-se Plano Topográfico Local. Nessa operação a ondulação geoidal é desprezada, e ainda que a elevação de altitude se faz sobre a vertical, e não sobre a normal, pois a superfície de referência considerada é o elipsóide. No entanto, se trata de um passo inicial importante. Vale também ressaltar que o Incra (Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária) está providenciando um projeto de lei sobre o “Sistema Público de Registro de Terras”, alterando parte da legislação pertinente ao cadastro rural, e faz citação sobre o assunto (www.incra.gov.br).

Por isso, investigar as aplicações de novas tecnologias de posicionamento, visando substituir técnicas convencionais, ou usando-as em sinergismo, parece ser a tendência atual. Portanto, entender os referenciais envolvidos no GPS, no Sistema Topográfico Local, bem como o relacionamento entre eles, é de fundamental importância para o desenvolvimento dos trabalhos de posicionamento vinculados à obras de Engenharia.

1.1 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação de mestrado é caracterizar as potencialidades da tecnologia GPS em posicionamento vinculado à obras de Engenharia. As obras prioritárias para análise neste trabalho são aquelas que

envolvam um elevado número de pontos a serem levantados ou locados. Exemplos são os levantamentos para confecção de planta altimétrica ou de um modelo digital do terreno (MDT), para utilização em projetos de loteamento e seus projetos complementares de saneamento, bem como as locações das construções industriais ou comerciais de grande porte e os loteamentos.

Dentro desse contexto, comparece como objetivo secundário apontar os problemas encontrados no intercâmbio entre a utilização da topografia e a técnica GPS, bem como os meios a serem utilizados para a sua integração.

Além disso, objetiva-se propiciar aos profissionais da área de engenharia, que utilizam projetos executivos e locações, material bibliográfico para que possam utilizar o GPS com toda a potencialidade disponível, mas obedecendo às prescrições técnicas de cada projeto.

1.2 Justificativa

Com a rápida e constante evolução das tecnologias, o GPS tem sido cada vez mais aplicado nas obras de engenharia. Infelizmente, em alguns casos, o entusiasmo pela sua utilização, tem proporcionado trabalhos efetuados sem os cuidados requeridos, situação esta que deve ser modificada em função da conscientização dos usuários, permitindo aprimorar o produto final.

Para o posicionamento das obras de engenharia é de fundamental importância que os pontos determinados pelos produtos resultantes do levantamento de campo, sejam estes, mapas impressos ou em meio digital, os quais são utilizados como referência para a execução de projetos arquitetônicos

e/ou construtivos, sejam precisos ² e acurados ³. O mesmo pode-se dizer daqueles pontos que serão locados no terreno a partir de coordenadas definidas pelo projeto.

Portanto, é necessário que os usuários possam discernir quando é possível aplicar a técnica GPS, quando é inviável a sua utilização, ou quando é necessária a integração entre o GPS e a topografia. A proposta desta dissertação visa proporcionar os meios para que esses objetivos sejam alcançados.

1.3 Conteúdo da Dissertação

Este trabalho está organizado em sete capítulos. Segue abaixo uma breve descrição de cada um deles.

Capítulo 1 : INTRODUÇÃO

Este capítulo evidencia o assunto a ser abordado, os objetivos a serem alcançados e a justificativa desta pesquisa. Apresenta ainda uma visão geral do conteúdo deste trabalho.

² Precisão (do inglês “*precision*”) é um termo vinculado apenas a efeitos aleatórios, isto é, à dispersão das observações.

³ Acurácia ou acuracidade (do inglês “*accuracy*”) está vinculado a efeitos aleatórios e sistemáticos. Exemplificando: admitindo-se que uma distância foi medida com um basímetro em dez trenadas; os resultados em ida e volta apresentaram discrepância de 1 mm. Soube-se posteriormente que o certificado de aferição do basímetro fora trocado, resultando um comprimento 2 mm maior para cada trenada. A medida realizada pode ser considerada precisa (pequena dispersão) mas não acurada (erro sistemático de 20 mm) (Gemael, 1984).

Capítulo 2 : PRESCRIÇÕES PARA LEVANTAMENTOS RELACIONADOS COM OBRAS DE ENGENHARIA

Neste capítulo são apresentadas as prescrições constantes em leis ou normas aplicáveis no campo da engenharia, referentes a levantamentos e locação de obras em que se necessita um número elevado de pontos a serem coletados ou locados.

Capítulo 3: AS FERRAMENTAS UTILIZADAS PARA LEVANTAMENTOS EM OBRAS DE ENGENHARIA.

Neste capítulo são apresentadas as ferramentas disponíveis para a execução dos levantamentos utilizados nas obras de engenharia, quer seja pela topografia, bem como pela técnica GPS.

Capítulo 4: REFERENCIAIS GEODÉSICOS PARA OBRAS DE ENGENHARIA

Este capítulo descreve os principais referenciais utilizados tanto na topografia como na geodésia, bem como as transformações adequadas, de forma a proporcionar a integração entre eles. Apresenta-se o Sistema Geodésico Brasileiro, no qual os levantamentos devem ser vinculados, e o Sistema Topográfico Local, no qual os trabalhos topográficos são normalmente referenciados.

Capítulo 5 : INTEGRAÇÃO TOPOGRAFIA E GPS

Neste capítulo são tratados os princípios básicos utilizados pelas topografia e pelo GPS, os problemas que eventualmente podem surgir e a integração entre as duas técnicas, de forma a explorar toda a potencialidade

proporcionada pelo GPS. Apresenta ainda a transformação de coordenadas entre o sistemas de projeção Universal Transversa de Mercator (UTM) para o Sistema Topográfico Local (STL), que em função da crescente utilização do GPS, o seu conhecimento passou a ser de fundamental importância.

Capítulo 6 : EXPERIMENTOS REALIZADOS.

Este capítulo contém a descrição dos experimentos realizados. Um deles foi realizado para verificar a validação do uso do GPS quando a prioridade é a componente horizontal, utilizada em locação de obras e loteamentos. Um outro experimento foi realizado para verificar a validação do uso do GPS quando a componente vertical também é necessária.

Capítulo 7 : CONSIDERAÇÕES, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo contém as considerações e as conclusões com relação aos experimentos realizados. São ainda indicadas recomendações ou sugestões para continuidade da pesquisa.

2 PRESCRIÇÕES PARA LEVANTAMENTOS RELACIONADOS COM OBRAS DE ENGENHARIA

2.1 Introdução

No Brasil, as obras e serviços de engenharia devem seguir, principalmente, as prescrições determinadas pelas Normas Técnicas, elaboradas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), em conjunto com outras disposições e normas de diferentes entidades ou associações, nas quais aparecem citações que orientam a consulta, quando necessária.

Atualmente, alguns contratantes, exigem, além das normas acima citadas, o cumprimento de outras obrigações constantes em cadernos de encargos específicos. Como exemplo pode-se citar a Sabesp, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo. Essa companhia, para efetuar a análise e aprovação de projetos de rede de esgoto e rede de abastecimento de água, determina que os pontos utilizados na interligação com as redes existentes, sejam definidos pela própria concessionária, e que a referência de nível esteja relacionada à rede altimétrica definida pelo nivelamento geométrico efetuado pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística).

Infelizmente, no Brasil não é usual definir valores para as precisões a serem adotadas em obras e serviços, ou mesmo para cadastros imobiliários. Isso contrasta com as condições citadas por Romão (1998), de que em uma pequena cidade na Alemanha, a precisão exigida pelo Órgão de Cadastro Público do município, é da ordem de 1 a 2 cm para os limites de propriedades e de

3 a 4 cm para as edificações. Encontra-se também em Blachut et al (1979) a citação de que um erro posicional da ordem de 1cm em termos do semi-eixo maior da elipse dos erros é razoável para a locação de pontos. Isso corresponde a uma tolerância de 25 mm para um nível de confiança de 95%.

Desta forma, os valores adotados como mínimos, a maioria das vezes depende, fundamentalmente, do bom senso do profissional envolvido no projeto, ou devem ser obtidos através de citações implícitas em algumas publicações. Como exemplo do último caso, pode-se citar a declividade mínima em uma rede de esgoto que é definida a partir da prescrição do limite mínimo da tensão trativa e da menor vazão de projeto (Tsutiya,1999).

2.2 Prescrições relacionadas à componente horizontal

Uma das condições básicas para se iniciar um trabalho é a definição da precisão a ser adotada. Desta forma, serão analisadas as prescrições relacionadas com a proposta da pesquisa; uma com relação à locação de obras, com ênfase às construções industriais de grande porte, e outra para a locação de loteamentos.

Em relação a locação de obras, não se encontrou valores específicos para erros de locação, mas valores das tolerâncias admissíveis aparecem, em função do dimensionamento, na NBR 6.122 da ABNT, tanto para as fundações em superfície, como para fundações profundas, desta forma, passa-se admitir que o erro de locação confunde-se com a tolerância admissível da excentricidade accidental.

2.2.1 Fundações em superfície

A fundação em superfície é também denominada rasa, direta ou superficial. Nela a carga é transmitida ao terreno através de pressões distribuídas sob a base da fundação, em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é duas vezes inferior a menor dimensão da fundação. Este tipo de fundação abrange as sapatas, os blocos, as sapatas associadas, os “*radiers*” e as vigas de fundação

A NBR 6.122 da ABNT, preconiza que as fundações de superfície devem ser definidas através de dimensionamento geométrico e de cálculo estrutural. Em termos de locação é relevante apenas abordar sobre o dimensionamento geométrico e assim, deve-se levar em consideração as seguintes solicitações:

- a) cargas centradas;
- b) cargas excêntricas; e
- c) cargas horizontais.

Diz-se que a fundação é solicitada por carga excêntrica quando solicitada por uma força vertical que atua fora do centro de gravidade da superfície de contato da fundação com o solo, ou por uma força vertical associada às forças horizontais situadas fora do plano da base da fundação. Percebe-se que esta última situação não está relacionada à locação da fundação.

Na seqüência, preceitua que a resultante das cargas excêntricas deve passar pelo núcleo central da base de fundação, e que a excentricidade seja limitada a um valor, tal que o centro de gravidade de base da fundação fique na

zona comprimida, determinada na consideração de que entre o solo e a fundação não possa haver tensões de tração.

Cita-se ainda que, para fundação retangular de dimensões “a” e “b”, as excentricidades “u” e “v”, medidas paralelamente aos respectivos lados, devem satisfazer a:

$$\left(\frac{u}{a}\right)^2 + \left(\frac{v}{b}\right)^2 \leq \frac{1}{9}. \quad (2.1)$$

Como exemplo, uma sapata com dimensões 3,00 m x 2,00 m, que apresente um deslocamento de 0,60 m no sentido de maior dimensão e de 0,30 na direção da menor dimensão, verifica-se, substituindo-se esses valores na equação 2.1, que o resultado está dentro do limite estabelecido.

No caso de fundação circular plena de raio “r”, a excentricidade “e” deve satisfazer à condição:

$$\frac{e}{r} \leq 0,59. \quad (2.2)$$

Como exemplo, uma sapata circular de raio 1,00 m, com um deslocamento de 0,50m, verifica-se, substituindo-se esses valores na equação 2.2, que o resultado atende a condição imposta.

Em virtude das prescrições a serem satisfeitas apresentarem uma margem de erro bastante alta, e também pelo fato desse tipo de fundação ser utilizada geralmente em pequenas construções, esse tipo de obra não se enquadra no objeto desta pesquisa.

2.2.2 Fundações profundas

Consideram-se fundações profundas, aquelas em que as cargas são transmitidas pela base do elemento de fundação (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência do atrito do fuste) ou por uma combinação das duas, e assentes em profundidade superior ao dobro da menor dimensão em planta, com relação ao terreno adjacente (NBR 6.166, ABNT).

Para o caso das fundações profundas, a tolerância deve ser obedecida segundo o tipo da mesma, quais sejam: estacas isoladas não travadas, estacas isoladas travadas, conjunto de estacas alinhadas, conjunto de estacas não alinhadas, tubulões isolados, tubulões isolados travados, conjunto de tubulões. A tolerância para a locação será admitida igual à excentricidade acidental tolerada, que leva em consideração a incerteza da localização da força normal e o possível desvio do eixo da peça, em relação à posição prevista no projeto (NBR 6.118, ABNT). A seguir apresenta-se as prescrições para cada uma delas.

- Estacas isoladas não travadas

No caso de não haver travamento em duas direções aproximadamente ortogonais (situação que deve ser evitada), é tolerado um desvio entre o eixo da estaca e o ponto de aplicação da força resultante do pilar, de 10% do diâmetro da estaca. Para desvios superiores a este, deve-se verificar se a mesma suporta a nova solicitação através de flexão composta, ou corrigir tal excentricidade mediante recursos estruturais. A utilização deste tipo não é aconselhada.

- Estacas isoladas travadas

Neste caso, para o cálculo das vigas de travamento deve ser considerada a excentricidade real, quando a mesma ultrapassa o valor citado para estacas isoladas não travadas. Esta situação é largamente utilizada nas construções de prédios térreos, e posicionadas nos cruzamentos de paredes e ao longo desta, com espaçamento inferior a 2,00 m.

- **Para um conjunto de estacas alinhadas**

Deve-se verificar a solicitação nas estacas quando a excentricidade ocorrer na direção do plano das estacas, admitindo-se, sem correção, um acréscimo de no máximo 15% sobre a carga admissível de projeto, e para acréscimos superiores a este, deve-se aumentar o número de estacas ou modificar estruturalmente o bloco de transmissão dos esforços. Se a excentricidade ocorrer na direção normal ao plano das estacas deve ser satisfeita a exigência para estaca isolada. Esquema de um conjunto de duas estacas alinhadas, através de um bloco de transição de esforços pode ser visto na Figura 1.

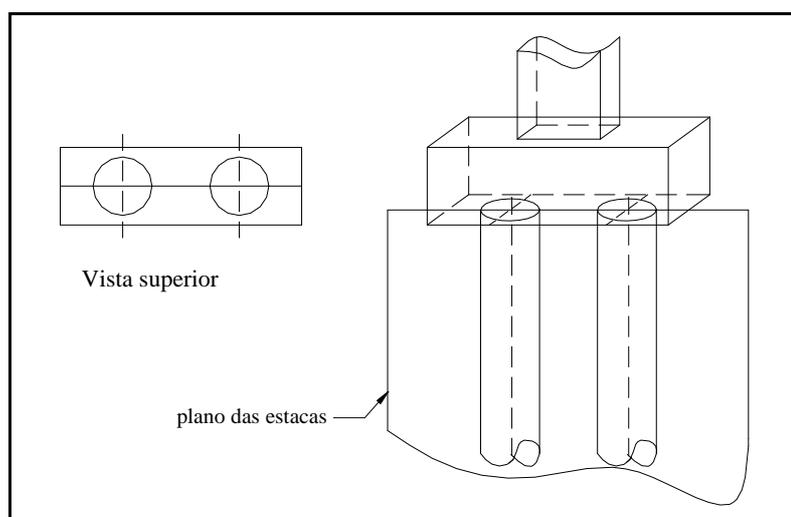


FIGURA 1 – Ilustração de um bloco de duas estacas

- **Conjunto de estacas não alinhadas**

Para o caso de conjunto de estacas não alinhadas, deve ser verificada a solicitação em todas as estacas, admitindo-se para a mais solicitada que a carga admissível de projeto seja ultrapassada em até 15%. Valores superiores devem ser corrigidos conforme prescrições para conjunto de estacas alinhadas. A disposição mais simples para esse tipo é um triângulo equilátero.

- **Tubulões isolados**

Os tubulões são peças estruturais de fundação utilizadas para suportar grandes cargas. Normalmente são utilizados em fundações de grandes edifícios. Esquema de um tubulão pode ser visto na Figura 2.

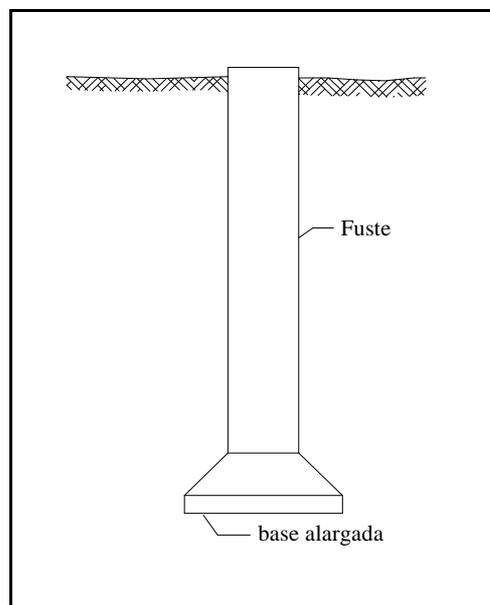


FIGURA 2 - Ilustração de um tubulão

Para tubulões isolados, não travados em duas direções aproximadamente ortogonais, é tolerado um desvio entre os eixos do tubulão e o de aplicação da resultante das cargas solicitantes, de até 10% do diâmetro do fuste.

- **Tubulões isolados travados**

Para o caso de tubulões isolados travados, as vigas de travamento devem ser calculadas para a excentricidade real, quando for ultrapassado o limite fixado para tubulões isolados.

- **Conjunto de Tubulões**

Para o caso de um conjunto de tubulões, deve-se fazer a verificação a solicitação a todos os tubulões analisados como conjunto, e quando houver acréscimo de carga superior à 10% da fixada para um tubulão, deve-se acrescentar o número destes, ou fazer correção através de recursos estruturais.

2.2.3 Locação de loteamentos

Com relação a loteamentos, e cadastro imobiliário, não existe citações em leis ou normas quanto à precisão para locação, e a única citação pode ser vista em trabalho de Bueno (2000), no qual cita o que é disposto nos artigos 176 e 225 da lei 6015 de 31/12/73:

“CAPÍTULO II, Da Escrituração, art. 176, § 1º, II – são requisitos da matrícula:

3) a identificação do imóvel, feita mediante indicação de suas características e confrontações, localização, área e denominação,... ou logradouro e número... CAPÍTULO VI, Da Matrícula, art. 225. Os tabeliães,

escrivães e juizes farão com que, nas escrituras e nos autos judiciais, as partes indiquem, com precisão, as características, as confrontações e as localizações dos imóveis...

§ 1º - As mesmas minúcias, com relação à caracterização do imóvel, devem constar dos instrumentos particulares apresentados em cartório para registro.”

O Serviço Registral de Imóveis (nova denominação de Cartório de Registro de Imóveis), admite um valor de 5% como aceitável em relação aos valores de precisão em termos de áreas, apoiando-se no Código Civil. Porém, na Lei 3.071 de 1º de janeiro de 1916 a citação é feita com a finalidade de considerar a venda firme e boa, conforme Artigo 1136: *“Se, na venda de um imóvel, se estipular o preço por medida de extensão, ou se determinar a respectiva área, e esta não corresponder, em qualquer dos casos, às dimensões dadas, o comprador terá o direito de exigir o complemento da área, e não sendo isso possível, o de reclamar a rescisão do contrato ou abatimento proporcional do preço. Não lhe cabe, porém, esse direito, se o imóvel foi vendido como coisa certa e discriminada, tendo sido apenas enunciativa a referência às suas dimensões.*

Parágrafo único. Presume-se que a referência às dimensões foi simplesmente enunciativa, quando a diferença encontrada não exceder de 1/20 da extensão total enunciada.”

No entanto, esse valor atualmente pode ser considerado bastante excessivo, em virtude das técnicas disponíveis e a valorização dos imóveis em comparação à época da entrada em vigor da referida lei. A seguir, apresenta-se

uma descrição geral de como avaliar a precisão com que se deve determinar a posição de um vértice, visando atender tal exigência. Se uma condição melhor passar a ser adotada, basta apenas atualizar o nível de exigência. O trabalho segue a metodologia apresentada em Andrade & Mitishita (1987). Dispondo das coordenadas x_i e y_i dos vértices de uma propriedade, (Figura 3), sua área é dada por:

$$A = \frac{1}{2} \left[\sum_{i=1}^n (x_i + x_{i+1}) (y_{i+1} - y_i) \right], \quad (2.3)$$

onde:

x_i e y_i são as coordenadas cartesianas de cada um dos vértices do polígono;

n é o número de vértices .

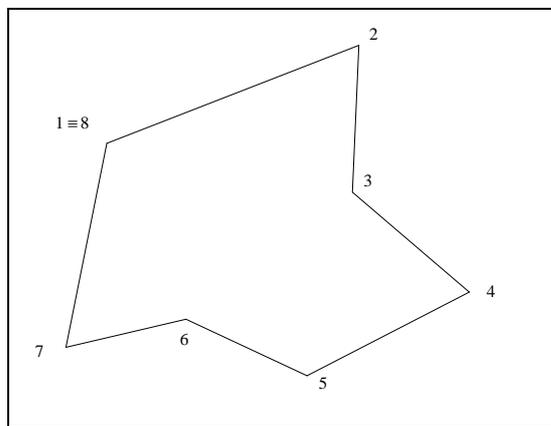


FIGURA 3 – Poligonal esquemática de uma área

Através da lei de propagação de covariâncias, pode-se escrever (Camil, 1994):

$$\Sigma_A = G \Sigma_X G^T, \quad (2.4)$$

$$a_1 = \frac{\partial A}{\partial x_1} = \frac{y_2 - y_n}{2}, \quad (2.8)$$

para $2 \leq i \leq n-1$,

$$a_i = \frac{\partial A}{\partial x_i} = \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2}, \quad (2.9)$$

e para $i = n$,

$$a_n = \frac{\partial A}{\partial x_n} = \frac{y_1 - y_{n-1}}{2}. \quad (2.10)$$

Analogamente, para se determinar os valores de b_i :

para $i = 1$,

$$b_1 = \frac{\partial A}{\partial y_1} = \frac{x_n - x_2}{2}, \quad (2.11)$$

para $2 \leq i \leq n-1$,

$$b_i = \frac{\partial A}{\partial y_i} = \frac{x_{i-1} - x_{i+1}}{2}, \quad (2.12)$$

e para $i = n$,

$$b_n = \frac{\partial A}{\partial y_n} = \frac{x_{n-1} - x_1}{2}. \quad (2.13)$$

A matriz G , é então montada da seguinte forma:

$$G = \frac{\partial A}{\partial X} = \left[\frac{\partial A}{\partial x_1}, \frac{\partial A}{\partial x_2}, \dots, \frac{\partial A}{\partial x_n}, \frac{\partial A}{\partial y_1}, \frac{\partial A}{\partial y_2}, \dots, \frac{\partial A}{\partial y_n} \right]. \quad (2.14)$$

Fazendo-se as substituições em (2.4), tem-se:

No entanto, neste trabalho será adotado em (2.19), o valor 4, ao invés de 3, visando uma maior garantia. Logo, adota-se 1,25% da área, para garantir que o erro máximo de 5% não seja atingido. Logo,

$$\varepsilon_m \cong 4 \sigma . \quad (2.20)$$

Tomando-se como exemplo um lote padrão de loteamento popular, de 10,00 m x 25,00 m, cuja área é 250,00 m², o erro máximo é de 12,50 m², com a tolerância de 5% do valor da área.

Assim, em termos de 1 σ , tal erro em (2.20), tem-se:

$$\sigma_A \leq 250,00 * 1,25\% = 3,125 \text{ m}^2 .$$

Tomando-se a forma mais simples do lote, um retângulo, e substituindo-se os valores das coordenadas cartesianas na equação (2.18), resulta em $\sigma_c = 11,61 \text{ cm}$.

Mesmo com a adoção do índice 4 em (2.20), nota-se que esse valor é bastante alto, e que para a tecnologia hoje disponível para levantamentos, deve-se trabalhar com valores adotados em outros países. Assim, neste trabalho o valor a ser alcançado é o valor citado por Blachut et al (1979), que equivale a 25 mm com o nível de confiança de 95%.

A Tabela 1, traz um resumo das obras abordadas para análise da componente horizontal.

Tabela 1 - Tolerâncias para obras de Engenharia

Obra ou serviço	Prescrição	Tolerância
Estacas isoladas	É tolerado um erro máximo entre o eixo da estaca e o ponto de aplicação da força resultante do pilar, de 10% do diâmetro da estaca.	Função do diâmetro da estaca. Exemplo: $\phi = 30$ cm, erro máximo = 3 cm.
Estacas isoladas travadas	Se o desvio ocorrer na direção do plano da estaca, deve-se testar a resistência. Se esta for ultrapassada, aumentar número de estacas ou modificar estrutura de travamento. Se o desvio for na direção normal do plano das estacas, adotar prescrição para estaca isolada.	Se o desvio ocorrer na direção normal ao plano das estacas, igual ao anterior.
Conjunto de estacas alinhadas	Igual ao anterior	Igual ao anterior
Conjunto de estacas não alinhadas	Igual ao anterior	Igual ao anterior
Tubulões isolados	Tolera-se um desvio entre os eixos do tubulão e o de aplicação da resultante das cargas solicitantes, de até 10% do diâmetro do fuste.	Função do diâmetro do fuste. Ex. $\phi = 1,20$ m, erro máximo de 12 cm.
Tubulões isolados travados	As vigas de travamento devem ser recalculadas para a excentricidade real, quando for ultrapassado o limite fixado para tubulões isolados.	Igual ao anterior
Conjunto de Tubulões	Verificar a solicitação a todos os tubulões analisados como conjunto. Se ultrapassar carga, aumentar o número destes ou recalculer estrutura de transição.	Igual ao anterior
Loteamentos e cadastro imobiliário	Não encontrada nas normas em vigor.	Adoção de valores constantes em Blachut et al (1979). 25 mm para limites de propriedade.

2.3 Prescrições relacionadas à componente vertical

O motivo da verificação da componente vertical, independente das dificuldades ainda existentes em relação a essa componente, foi o fato de que na Engenharia, as obras são projetadas, considerando-se superfícies planas, através de planos cotados. Por exemplo, para se projetar uma escada não se exige as altitudes das lajes dos pisos, mas uma simples diferença de cota entre os planos.

Assim, também, uma rede de esgoto normalmente é projetada por trechos, em que a necessidade maior é conhecer o desnível existente na área de projeto com relação ao ponto em que a rede deve ser interligada. Portanto, a altitude só é importante quando se quer juntar o referido trecho a uma rede global existente.

Em trabalho apresentado por Paciléo Netto et al (1995), a ondulação geoidal foi praticamente constante na área teste e em distâncias que superam às pretendidas neste estudo. Considerando-se que o local escolhido apresenta pouca declividade, e sem alterações abruptas, e considerando-se ainda que um projeto de engenharia normalmente é feito com relação à diferenças de níveis e não propriamente com altitudes, a seguinte condição foi assumida: O levantamento altimétrico deve ser feito tomando-se como referência de nível a cota de fundo de um Poço de Visita de uma rede de esgoto. Faz-se a tomada da altura proporcionada pelo GPS (altura geométrica) e compara-se com o valor assumido como altura ortométrica, pois este valor pode ter sido obtido sem os critérios adequados. Daí, calcula-se a discrepância entre as duas alturas, e faz-se a redução das alturas geométricas do respectivo valor. Isto se deve ao fato de que o

valor da altura ortométrica geralmente é transferida sem a precisão necessária para o referencial inicial. Considerando que a rede de esgoto deve estar vinculada ao ponto de interligação assim como a rede de água deve estar vinculada ao ponto da fonte de abastecimento, a precisão da altitude ortométrica não é de fundamental importância, pois o importante é o desnível em relação a tais pontos.

De forma análoga às componentes horizontais, para a definição da precisão a ser adotada, serão analisadas as prescrições quanto à componente vertical, relacionadas com a proposta da pesquisa, para os projetos urbanísticos de loteamento e de seus projetos complementares de saneamento básico.

2.3.1 Rede de abastecimento de água

Com relação à rede de distribuição de água para abastecimento público, a NBR 12.218 de 07/94 da ABNT, recomenda que o desenvolvimento do projeto deve ser realizado com a utilização de levantamento planialtimétrico da área, sem citar valores de tolerâncias. Considerando-se que a rede trabalha sob pressão, em regime de conduto forçado, dois pontos da rede merecem atenção especial, naqueles em que se obtém as pressões limites. Um dos pontos é onde ocorre a pressão estática máxima, isto é, o ponto de maior diferença de nível em relação ao reservatório de abastecimento, e que é fundamental para a escolha do tipo de tubo a ser usado. Outro ponto crítico é o de pressão dinâmica mínima, que é o ponto de menor diferença de elevação em relação ao reservatório de abastecimento, utilizada para verificação do efetivo suprimento, limites que em determinadas situações podem ser ultrapassados, desde que aceitas as justificativas técnicas e econômicas.

Desta forma, verifica-se que para a implantação de uma rede de água, os seguintes pontos devem ter atenção especial: Ao ponto que apresenta pressão estática máxima, que corresponde ao desnível entre as cotas de nível máximo do reservatório e o ponto mais baixo da rede; ao ponto que apresenta a pressão dinâmica mínima, que é a diferença entre o nível mínimo do reservatório de abastecimento e o ponto mais alto da rede. Nos demais, as pressões são bastante variáveis, dependendo do regime de funcionamento em função do consumo e do regime hidrológico. No entanto, não se deve subestimar a acurácia da altimetria, pois essa pode influir negativamente no funcionamento da rede. Como consequência, podem ocorrer regiões com alto índice de falta de água (falta de pressão), em determinadas épocas do ano ou o rompimento constante de tubulações (pressão elevada).

2.3.2 Rede coletora de esgoto

Com relação às redes de esgoto, tanto a NBR 9648 – Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário, como a NBR 9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, não citam valores para a tolerância necessária para as coordenadas dos pontos do levantamento planialtimétrico a ser utilizado na realização do projeto da rede.

Desta forma, os valores das tolerâncias para o cálculo das redes de esgoto foram obtidos de forma implícita, através do trabalho realizado por Tsutiya (1999). Nesse trabalho, obtém-se de forma indireta a determinação da declividade mínima, conforme prescreve a NBR 9649. Assim, parte-se da condição mínima de funcionamento, na qual as partículas depositadas nas

tubulações nas horas de menor contribuição ⁴ possam iniciar a movimentação. Para isso, é necessária a ação de uma tensão mínima, que é denominada de tensão trativa crítica. A NBR 9649/86 da ABNT adotou o procedimento que a Sabesp utilizava por meio de norma interna, com valor da tensão trativa crítica em 1,0 Pa. A vazão mínima a ser considerada em projeto, segundo a mesma norma é de 1,5 l/s. A declividade mínima a ser adotada deve proporcionar tensão trativa igual ou superior a 1,0 Pa, calculada para vazão inicial.

A partir desses valores, determina-se que a declividade mínima que atende aos requisitos da tensão trativa, é de 0,0045 m/m ou seja 0,45%. Tomando-se um trecho de rede de 25,00 m de comprimento, comprimento este que foi imposto igual ao intervalo entre os pontos coletados, na situação de declividade crítica, o desnível entre dois pontos consecutivos deve ser no mínimo de 11,3 cm. Desta forma, este valor deve ser garantido na técnica de posicionamento utilizada. Como o GPS proporciona a altitude geométrica entre dois pontos, tem-se:

$$h_2 - h_1 \geq 11,3 \text{ cm} . \quad (2.21)$$

A questão a ser respondida é: qual a precisão que deverá ser obtida na determinação da altitude de cada um dos pontos, de modo que se garanta essa declividade mínima? A situação mais crítica é para terrenos planos, caso em que a declividade mínima deve ser garantida com quase 100% de probabilidade. Caso contrário, pode haver retorno de esgoto.

⁴ Parcela da vazão calculada a partir da taxa de ocupação da área

Desta forma, assume-se que a declividade mínima confunde-se com o erro máximo (ϵ_m) que se pode cometer. Procedendo-se similarmente à equação (2.20), tem-se:

$$\sigma < (11,3\text{cm}/4) = 2,8 \text{ cm} . \quad (2.22)$$

Logo, o desvio-padrão da altitude para cada um dos pontos envolvidos pode ser determinado aplicando-se a Lei de Propagação de Covariâncias, dada por:

$$\sigma_{h_1}^2 + \sigma_{h_2}^2 \leq (2,8)^2 . \quad (2.23)$$

Assumindo-se que $\sigma_{h_1} = \sigma_{h_2}$, tem-se que:

$$\sigma_h \leq 1,97\text{cm} ,$$

que é o desvio-padrão a ser obtido na altitude elipsoidal via GPS.

2.3.3 Rede de galeria de águas pluviais

A rede de galeria de águas pluviais é uma obra que deve ser considerada com lugar de destaque, pois trata do escoamento das massas líquidas advindas das chuvas que caem em regiões urbanas. Esse tipo de rede assegura o trânsito público e livram as propriedades contra os efeitos das inundações (Wilken, 1968).

Como o regime de precipitações é aleatório, o projetista inicialmente deve obter o maior número possível de informações, coletadas através de observações com relação à área a ser abordada, tais como intensidade

das chuvas, tempo de retorno, tipo de ocupação, impermeabilização, declividade, etc. e que possam ser interessantes para o desenvolvimento do projeto. Isto é de fundamental importância, uma vez que jamais ocorrerão situações idênticas em projetos distintos (Cetesb, 1986).

Nesse manual da Cetesb (1986), recomenda-se ainda que o planejamento do sistema de escoamento de águas pluviais deve considerar tanto as chuvas mais frequentes, cujo período de retorno é estimado entre 2 e 10 anos, como as chuvas mais críticas, com período de retorno da ordem de 100 anos. O sistema de drenagem inicial compreende as ruas, guias e sarjetas e as galerias de águas pluviais, e deve ser dimensionado para as chuvas mais constantes. Todavia, esse sistema deve comportar parcialmente parte do escoamento superficial para as chuvas mais críticas, de forma que os prejuízos materiais ou perdas de vidas humanas sejam minimizados. Desta forma, percebe-se que a tolerância para o levantamento altimétrico para o projeto de galerias pluviais não exige tanto rigor.

Conclui-se, portanto, que a necessidade de projeto em função do levantamento planialtimétrico, é simplesmente a verificação do sentido de escoamento das águas pluviais, o dimensionamento da área de contribuição que é um dos fatores para determinação da vazão, as direções das principais linhas de caminamento, nas quais devem ser projetada a rede de galeria. Qualquer inversão de sentido de escoamento de água, pode significar comprometimento do êxito do projeto.

Após a descrição das três redes mais usualmente implantadas em um loteamento, verifica-se que o funcionamento da rede de água não está

correlacionado a pequenas diferenças de níveis, que a rede de águas pluviais também depende de fatores hidrológicos, que são completamente aleatórios, desta forma, a rede que apresenta maiores problemas funcionais em relação a altimetria é a rede coletora de esgotos nos locais em que apresentam declividade mínima crítica, pois preferencialmente as redes de esgoto funcionam por gravidade. Nestes locais, para o espaçamento utilizado entre os pontos coletados, de 25,00 m, a tolerância a ser observada é de 1,97 cm.

3 AS FERRAMENTAS UTILIZADAS PARA LEVANTAMENTOS EM OBRAS DE ENGENHARIA

3.1 Introdução

Este capítulo trata das ferramentas envolvidas para a realização dos levantamentos utilizados em obras de engenharia. De fundamental importância, são os levantamentos que possibilitam representar com a maior fidelidade as áreas em que as obras serão implantadas, de forma a permitir a realização de projetos visando o seu melhor aproveitamento, e também fixar pontos de referência, utilizados em reocupações posteriores, tanto para a locação da obra, como para controle durante as etapas de execução. Tais levantamentos podem ser executados pela topografia, e atualmente também pela aplicação do posicionamento pelo GPS, bem como a integração entre essas duas tecnologias.

3.2 Topografia

A Topografia, através de levantamentos, tem por finalidade determinar o contorno, dimensão e posição relativa de uma porção limitada da superfície da Terra, sem levar em consideração a sua curvatura. Trata-se de uma ciência aplicada, baseada na Geometria e na Trigonometria, de âmbito restrito e se incumbe da representação, por meio de uma projeção ortogonal dos detalhes da configuração do terreno, sejam elas naturais ou artificiais. Essa projeção é feita sobre uma superfície plana, considerada em nível, na qual a linha de projeção de cada ponto representado seja normal a essa superfície. À imagem figurada do

terreno, resultante desta projeção em escala, dá-se o nome de planta ou superfície topográfica.

Quando a curvatura da Terra é levada em consideração, a ciência que trata desse assunto é a Geodésia. Essa ciência não tem sido normalmente utilizada em obras de engenharia, salvo alguns conceitos. No entanto, em função da massificação do uso do GPS, torna-se importante conhecê-los.

Na engenharia, geralmente se utiliza do levantamento topográfico. Esse tipo de levantamento utiliza um conjunto de métodos e processos, visando atender a acurácia exigida, através de medições de ângulos horizontais e verticais, de distâncias horizontais, verticais e inclinadas, com a utilização de equipamentos adequados.

Os levantamentos topográficos são classificados em: levantamento planimétrico, levantamento planialtimétrico, levantamento planialtimétrico cadastral. A seguir será feita uma breve explanação sobre cada um deles.

- Levantamento planimétrico

Levantamento planimétrico é o levantamento dos limites e confrontações de uma propriedade, devidamente orientados e amarrados a pontos do SGB (Sistema Geodésico Brasileiro) e, na falta desses, a pontos notáveis e estáveis. Esse tipo de levantamento envolve principalmente a medição de distâncias horizontais e ângulos ou direções. Quando se destina a identificação dominial de imóvel, deve ser complementado pelo respectivo memorial descritivo.

- Levantamento planialtimétrico

O levantamento planialtimétrico trata-se do levantamento planimétrico acrescido das informações da altimetria do terreno. Normalmente utiliza-se da taqueometria ou estações totais. Quando se requer alta precisão na altimetria, deve-se efetuar o nivelamento geométrico, através de nível de precisão e miras, supondo-se que a posição planimétrica do ponto seja conhecida.

- Levantamento planialtimétrico cadastral

O levantamento planialtimétrico cadastral é o levantamento topográfico planialtimétrico, acrescido dos detalhes visíveis, conforme a finalidade a que se destina. Pode-se citar construções, cercas, vegetação, tipos de culturas, linhas de energia, barrancos, córregos, etc. Normalmente as partes interessadas citam quais as informações que devem ser consideradas, resultando em vários mapas temáticos.

3.2.1 Principais observáveis em topografia

Existem múltiplas quantidades que podem ser classificadas como observáveis em Topografia, assim como em Geodésia, tendo-se nesta última, um número maior de observáveis; como a gravidade, distância a satélites, etc. (Vanicek & Krakiwsky, 1992). Para este trabalho foram selecionadas apenas aquelas observáveis consideradas de maior interesse. Os ângulos horizontais e direções são duas das observáveis mais comuns, e são medidas com teodolito. Outra observável muito comum é a distância entre dois pontos que pode ser horizontal ou inclinada. Ela pode ser obtida através de trenas, miras de base, ou medidor eletrônico de distância (MED). Essas observáveis são utilizadas quando

se trabalha com as componentes horizontais. Diferenças de alturas a partir de nivelamento geométrico e ângulos verticais associados a distâncias horizontais ou inclinadas são utilizados quando a componente vertical passa a ser também de interesse.

3.2.2 Métodos Topográficos

Para a realização de trabalhos planimétricos em topografia o método mais utilizado e preciso é o do caminhamento através de poligonal fechada, quando as coordenadas dos pontos inicial e final são conhecidas, pois assim tem-se o controle dos erros de fechamento. Para o levantamento de detalhes utiliza-se operações clássicas, como irradiações, interseções, ou por ordenadas sobre uma linha base, com a finalidade da determinação das posições dos demais pontos. Essas operações podem conduzir, simultaneamente à obtenção da planimetria e da altimetria, ou então, separadamente, se condições especiais do terreno ou exigências do levantamento assim determinarem.

Quando se tem interesse nas diferenças de níveis, com alta precisão, utiliza-se o nivelamento geométrico.

3.2.3 Medições de distâncias

Em levantamentos topográficos, a distância entre dois pontos geralmente é referenciada como distância horizontal, que pode ser medida diretamente, ou se os dois pontos apresentarem desnível acentuado, pode-se medir a distância inclinada e proceder a redução para a distância horizontal.

As distâncias podem ser determinadas por meios mecânicos, meios ótico mecânicos, métodos eletromagnéticos e fotogramétricos (Blachut et al, 1979). A seguir, uma breve descrição dos métodos mais utilizados em obras de engenharia.

3.2.3.1 Medições mecânicas de distância

A medição por meios mecânicos consiste na comparação do comprimento a ser medido com um elemento de comprimento conhecido, o qual pode ser um comprimento padrão ou um múltiplo deste. Em geral, fitas ou trenas de aço são as mais utilizadas (Blachut et al, 1979).

3.2.3.2 Medições de distância com instrumentos de medida óticos-mecânicos

Em locais onde a declividade do terreno é acentuada, ou a existência de obstáculos como rios, lagos, que dificultam o caminhar, a medição das distâncias através de processos ótico mecânicos é utilizada.

Os instrumentos utilizados para a determinação das distâncias são classificados de acordo com o uso. Os taqueômetros são indicados para determinação rápida da posição dos pontos, através do sistema polar de coordenadas. Nos levantamentos de detalhes em que um alto grau de acuracidade é necessário, o uso dos taqueômetros auto redutores é indicado. Outro equipamento que pode medir distâncias através de processos óticos é a mira de base, em que uma barra é colocada horizontalmente no ponto visado, e perpendicularmente à linha de visada, e através de leituras de ângulos é possível se determinar a distância procurada (Blachut et al, 1979).

3.2.3.3 Medições eletromagnéticas de distância

Atualmente, o desenvolvimento dos equipamentos de medições através de meios eletromagnéticos, possibilitou que eles se tornassem mais compactos, e fáceis de serem transportados, aumentando sua utilização. A seguir os princípios básicos da medição eletromagnéticas e os erros pertinentes.

3.2.3.3.1 Princípios básicos da medição eletrônica

De acordo com Blachut et al (1979), todos os instrumentos MEDs usam o mesmo princípio para medição de distâncias. Um sinal modulado é continuamente transmitido de um equipamento até encontrar um refletor, que retransmite de volta o sinal. A diferença de fase entre o sinal de referência e o sinal modulado que retorna é medido no instrumento transmissor. A distância entre o equipamento transmissor e o refletor é igual a :

$$S = (m\lambda/2) + U, \quad (3.1)$$

onde:

$\lambda/2$ é a unidade básica, igual a meio comprimento de onda,

m é o número inteiro de unidades básicas,

U é a parte fracional da unidade básica.

Para se conseguir o número m , a medição deve ser repetida com dois ou mais diferentes comprimentos de ondas.

O comprimento de onda padrão λ é função da frequência f e de v que é a velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas nas medições de campo.

$$\lambda = v/f . \quad (3.2)$$

A velocidade de propagação das ondas eletromagnéticas no vácuo c_0 é constante. Na atmosfera, a velocidade de propagação v é sempre menor que c_0 e pode ser calculado por:

$$v = c_0/n , \quad (3.3)$$

onde n é o índice de refração do ar, que é função da densidade do ar e do comprimento da onda portadora.

O valor do índice de refração n varia de 1 para o vácuo, até um valor em torno de 1,0003 para condições atmosféricas médias de trabalho. O valor exato pode ser determinado com bases nas medições meteorológicas da temperatura, pressão e umidade do ar ao longo da linha a ser medida. A frequência f deve ser estabilizada e normalmente é conhecida com alto grau de acuracidade.

Os fabricantes dos MEDs constroem os equipamentos para determinadas condições atmosféricas específicas (temperatura, pressão e umidade do ar), para as quais se tem um índice de refração n_f e um comprimento de onda λ_f , assim expresso:

$$\lambda_f = c_0/n_f f . \quad (3.4)$$

A distância fornecida pelo MED é igual a:

$$S_f = U_f + (m * \lambda_f / 2) , \quad (3.5)$$

onde:

U_f é a parte fracional de $\lambda_f / 2$.

Normalmente as condições no campo não são as mesmas especificadas pelo fabricante, assim o índice de refração n_c gera um comprimento de onda igual a:

$$\lambda_c = c_0/n_c f , \quad (3.6)$$

e a distância passa a ser:

$$S = U_c + (m\lambda_c/2) . \quad (3.7)$$

Das equações (3.4) e (3.6), tem-se:

$$\lambda_c = \lambda_f n_f / n_c . \quad (3.8)$$

Assim, a distância medida no campo é:

$$S = U_f n_f / n_c + (m\lambda_f n_f / 2 n_c) = S_f * (n_f / n_c) . \quad (3.9)$$

Em virtude do centro eletrônico de um MED normalmente não coincidir exatamente com o eixo vertical do aparelho, uma correção Z_0 tem que ser determinada e adicionada ao cálculo da distância. Desta forma, a distância final é:

$$S = S_f * (n_f / n_c) + Z_0 , \quad (3.10)$$

onde:

S_f é a distância medida,

n_f é o índice de refração de refração indicado para calibração laboratorial,

n_c é o índice de refração durante as medições em campo (a ser medido pelo operador),

Z_0 é a correção do zero.

3.2.3.3.2 Equação de propagação de erros

Introduzindo as equações (3.4) e (3.9) em (3.10), obtém-se:

$$S_0 = m^* c_0 / 2n_c f + U_f n_f / n_c + Z_0. \quad (3.11)$$

Considerando que a distância é função de c_0 , f , n_c , U_f e Z_0 , a variância $\sigma_{S_0}^2$ da distância S_0 pode ser obtida pela diferenciação da equação (3.11) e pela aplicação Lei da propagação de erros:

$$\sigma_{S_0}^2 = (m/2n_c f)^2 \sigma_{c_0}^2 + (m/2n_c f^2)^2 \sigma_f^2 + (m/2n_c^2 f)^2 \sigma_{n_c}^2 + \sigma_U^2 + \sigma_{Z_0}^2. \quad (3.12)$$

Fazendo-se a seguinte simplificação:

$$2S = m\lambda = m^* c_0 / n_c f, \quad (3.13)$$

a equação anterior pode ser assim simplificada:

$$\sigma_{S_0}^2 = \sigma_U^2 + S^2 \left[\left(\sigma_{c_0}^2 / c_0 \right)^2 + \left(\sigma_f^2 / f \right)^2 + \left(\sigma_{n_c}^2 / n_c \right)^2 \right] + \sigma_{Z_0}^2 + \sigma_{\Delta S}^2. \quad (3.14)$$

Essa equação pode ser simplificada, de acordo com o que se encontra na literatura técnica:

$$\sigma_{S_0}^2 = a^2 + b^2 S^2, \quad (3.15)$$

ou simplesmente:

$$\sigma_{S_0} = \pm a \pm bS, \quad (3.16)$$

que é a forma de apresentação do erro da medição linear dos MEDs, onde a é expresso em mm, e b é expresso em ppm.

Na expressão (3.14), tem-se:

$$a^2 = \sigma_U^2 + \sigma_{Z_0}^2, \quad (3.17)$$

$$b^2 = \left(\sigma_{c_0}^2 / c_0\right)^2 + \left(\sigma_f^2 / f\right)^2 + \left(\sigma_{n_c}^2 / n_c\right)^2. \quad (3.18)$$

Os erros presentes na distância fornecida pelos MEDs são: erro da velocidade de propagação da luz no vácuo, erro de modulação de frequência, erro do índice de refração, erro de determinação de diferença de fase, erro da correção de calibração (erro de zero) e erro cíclico.

3.2.3.3.3 Erro da velocidade de propagação da luz no vácuo

O valor de c_0 , aceito desde 1957 é igual a 299792,5 km/s, com desvio padrão de 0,46 km/s. Atualmente é aceito o valor de 299792458 m/s com desvio padrão de 1,2 m/s (Loch & Cordini, 1995). Isso corresponde a um erro relativo de 0,3 ppm.

O erro é desprezível para aplicações em levantamentos. Sua influência é de natureza constante e introduz uma alteração de escala constante na determinação da distância (Blachut et al, 1979).

3.2.3.3.4 Erro da frequência de modulação.

A frequência de modulação deve ser calibrada com acuracidade em torno de 0,1 ppm e ser estável durante o uso do MED dentro de um intervalo de alguns hertz se o circuito de oscilação que inclui cristais de quartzo é mantido em uma temperatura constante. Se a temperatura não é controlada, pode acontecer alteração na frequência, e produzir erros de até 10 ppm ou mais. Até mesmo o calor, pode alterar a frequência por causa de envelhecimento dos cristais de controle. Alguns instrumentos podem apresentar desvios de até 50 Hz por ano,

para uma modulação de frequência de 10 MHz, por exemplo, produzindo um erro de 5 ppm. Por isso, é recomendado que a frequência seja checada pelo menos uma vez por ano, ou com menor intervalo, quando as condições de trabalho forem extremas.

3.2.3.3.5 Erros do índice de refração n

De acordo com Loch & Cordini (1995), os fabricantes adotam uma determinada atmosfera padrão para estabelecer as especificações de seus equipamentos. A influência dos erros nas medições das pressões barométricas p , da temperatura t e da pressão do vapor d'água e podem ser calculadas pela aplicação das propagações dos erros.

Em condições normais, nos equipamentos que utilizam o sistema ótico, um erro de 1 °C produz um erro de 1 ppm em n , e um erro de 1 mm Hg na medida da pressão atmosférica, permanecendo constante a temperatura, produz um erro de 0,3 ppm (Paciléo Netto, 1990). A influência do erro da pressão do vapor d'água pode ser desprezado em instrumentos eletro-óticos se os instrumentos são calibrados em condições média de umidade (Loch & Cordini, 1995).

3.2.3.3.6 Erro da determinação de diferença de fase

A medição da diferença de fase entre os sinais modulados transmitidos e os que retornam é a base de funcionamento dos MEDs, e a estabilidade da frequência de modulação é muito importante na precisão das medidas (Loch & Cordini, 1995).

Os MEDs da geração atual, apresentam uma precisão muito alta na medida de fase graças ao método digital, que propicia leituras até o centímetro, permitindo a estimativa do milímetro.

Usualmente as medições de fases são repetidas várias vezes durante a determinação das distâncias, e o erro de fase diminui tomando-se a média dos resultados (Blachut et al, 1979).

3.2.3.3.7 Erro de zero

O centro elétrico do MED usualmente não coincide com a marca de centragem do fio de prumo do instrumento sobre a estação, e esta diferença pode ser da ordem de 30 cm, em alguns modelos. Fabricantes de MEDs sempre fornecem informações sobre os valores das correções do zero que devem ser adicionadas à distância medida para compensar a diferença. A maioria dos novos instrumentos são calibrados de forma que a correção do zero seja nula. Deve-se estar atento, pois podem ocorrer alterações após prolongado uso do instrumento.

As alterações são geralmente pequenas nos instrumentos eletro-óticos (poucos milímetros), mas nos instrumentos de microondas, pode ser da ordem de alguns centímetros.

3.2.3.3.8 Erro cíclico

De acordo com Paciléo Netto (1990), nos MEDs dotados de comparador de fase com decalagem eletrônica (deslocador de fase), existe um erro sistemático de natureza cíclica (e_c), em virtude da não linearidade entre a leitura fornecida pelo instrumento e a fase medida.

Na maioria dos MED atuais, o erro cíclico apresenta amplitude desprezível, mas que pode se alterar com o uso do equipamento, necessitando que seja avaliado e que essa correção possa ser incluída na calibração. Maiores detalhes podem ser encontrados em Paciléio Netto (1990).

Portanto, quando se pretende acuracidade nos levantamentos, um ítem fundamental é a manutenção, incluindo-se as calibrações do equipamento a ser utilizado.

3.2.4 Equipamentos

Os equipamentos indicados para a execução de levantamentos topográficos são: teodolito, nível, medidores eletrônicos de distância e estações totais.

- Teodolitos

Os teodolitos são utilizados para a medição de ângulos horizontais e verticais. Atualmente existem os teodolitos eletrônicos, que possibilitam efetuar as leituras com facilidade. Eles possuem funções internas que podem ser alteradas no início do trabalho, tais como, ângulo horizontal à direita e à esquerda, leitura em graus ou grados, ângulo vertical zenital, nadiral ou relacionado ao horizonte, etc.

Os teodolitos são classificados segundo o desvio-padrão de uma direção observada em duas posições da luneta. A Tabela 2 apresenta a classificação dos teodolitos.

Tabela 2 - Classificação dos teodolitos

Classes de teodolitos	Desvio-padrão precisão angular
1 - precisão baixa	$\leq \pm 30''$
2 - precisão média	$\leq \pm 07''$
3 - precisão alta	$\leq \pm 02''$

Fonte (NBR 13.133/94 – ABNT)

- **Níveis**

Os níveis são equipamentos utilizados somente para determinação das diferenças de alturas entre dois pontos, através de visadas horizontais com utilização de miras. A classificação dos níveis encontra-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Classificação dos níveis

Classes de níveis	Desvio-padrão
1 - precisão baixa	$> \pm 10 \text{ mm/km}$
2 - precisão média	$\leq \pm 10 \text{ mm/km}$
3 - precisão alta	$\leq \pm 3 \text{ mm/km}$
4 - precisão muito alta	$\leq \pm 1 \text{ mm/km}$

Fonte (NBR 13.133/94 – ABNT)

- **Medidores eletrônicos de distâncias (MED)**

Através de ondas de rádio ou infravermelha, é possível, pelos sinais emitidos pelos MEDs, e refletidos por prismas ou anteparos, a determinação da distância entre pontos. A Tabela 4 mostra a classificação dos MEDs.

Tabela 4 - Classificação dos MEDs

Classes do MED	Desvio-padrão
1 - precisão baixa	$\pm (10 \text{ mm} + 10 \text{ ppm} \times D)$
2 - precisão média	$\pm (5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm} \times D)$
3 - precisão alta	$\pm (3 \text{ mm} + 2 \text{ ppm} \times D)$

D é a distância em km ppm representa parte por milhão

Fonte (NBR 13.133/94 – ABNT)

- **Estações Totais**

As Estações Totais são medidores eletrônicos de ângulos e distâncias. Existem vários modelos no mercado, possuindo vários programas internos, que possibilitam, entre outros, ao se entrar com os valores das coordenadas da estação ocupada, da altura do instrumento e da altura do prisma visado, obter-se no visor, os valores das coordenadas dos pontos visados, as distâncias horizontal e inclinada e o desnível entre dois pontos visados. Pode-se determinar alturas de pontos inacessíveis, desde que se possa colocar o prisma sob a vertical que passa pelo ponto de interesse.

Através de coletores internos ou externos, é possível transferir dados armazenados nos equipamentos para computadores pessoais, e da mesma forma, passar dados calculados através de softwares específicos para os coletores, para posterior locação dos elementos em campo.

As estações totais são classificadas de acordo com os seus desvios-padrão, que são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação das Estações Totais

Classes de Estações Totais	Desvio padrão Precisão Angular	Desvio padrão Precisão linear
1 - precisão baixa	$\leq \pm 30''$	$\pm (5 \text{ mm} + 10 \text{ ppm} \times D)$
2 - precisão média	$\leq \pm 07''$	$\pm (5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm} \times D)$
3 - precisão alta	$\leq \pm 02''$	$\pm (3 \text{ mm} + 3 \text{ ppm} \times D)$

Fonte (NBR 13.133/94 – ABNT)

3.2.5 Tolerâncias admitidas

A NBR 13.133 da ABNT, considera para efeito de ajustamento, três tipos de poligonais:

- Tipo 1 Poligonais apoiadas e fechadas numa só direção e num só ponto;
- Tipo 2 Poligonais apoiadas e fechadas em direções e pontos distintos com desenvolvimento em várias direções;
- Tipo 3 Poligonais apoiadas e fechadas em direções e pontos distintos com desenvolvimento em direções pouco variáveis.

Para as poligonais dos tipos 1 e 2 são aceitáveis métodos de compensação que consistem, primeiramente uma distribuição dos erros angulares, e em seguida uma distribuição dos erros lineares. Essa distribuição pode ser feita através das componentes dos erros de fechamento e serem igualmente distribuídas por todas as coordenadas relativas, ou pelas projeções dos lados, ou através da distribuição pelos comprimentos dos lados.

Para as redes urbanas básicas, ou para projetos viários, é recomendável a utilização das poligonais tipo 3, pelo fato de seu desenvolvimento ser próximo a uma reta entre os pontos de partida e de chegada, permitindo avaliação dos erros de fechamento transversal (função do erro angular) e de fechamento longitudinal (função do erro linear).

Após as compensações angulares, devem ser calculados os erros médios relativos entre quaisquer duas estações consecutivas da poligonal, o erro médio em azimute e o erro médio em coordenadas (de posição), os quais devem

ser comparados aos valores previamente estabelecidos para a tolerância do levantamento. Logo,

$$e_{rD} \leq \pm \left(\sqrt{(cx^2 + cy^2) / \Delta X^2 + \Delta Y^2} \right), \quad (3.4)$$

$$e_{AZ} \leq \pm \left(\sqrt{(\Sigma \Delta \alpha^2) / N - 1} \right), \quad (3.5)$$

$$e_v \leq \pm \left(\sqrt{\Sigma (cx^2 + cy^2) / N - 2} \right), \quad (3.6)$$

onde:

e_{rD} erro médio relativo entre duas estações consecutivas da poligonal, após ajustamento,

e_{AZ} erro médio em azimuth, após ajustamento,

e_v erro médio em coordenadas (de posição) dos vértices da poligonal, após ajustamento,

ΔX e ΔY coordenadas relativas ou projeções dos lados,

cx e cy correções aplicadas na compensação, respectivamente para as coordenadas relativas ΔX e ΔY ,

$\Delta \alpha$ diferença entre o ângulo observado e o cálculo, após ajustamento e

N número de vértices da poligonal, incluindo-se os de partida e chegada.

O estabelecimento das tolerâncias, parte da teoria dos erros, que estabelece ser o erro máximo tolerável ou tolerância, um valor T , cuja probabilidade de ser ultrapassado é de 1%. Isto representa, em termos estatísticos

3 σ . Assim, parte-se das expressões decorrentes das propagações dos erros médios na medições angulares e lineares.

As expressões das tolerâncias preconizadas pela NBR 13.133 da ABNT são:

- **angular**

A tolerância angular admitida é:

$$T_{\alpha} \leq a + b\sqrt{N}, \quad (3.7)$$

onde:

- a erro médio angular da rede de apoio (ordem superior) multiplicado por $\sqrt{2}$ e
- b coeficiente que expressa a tolerância para o erro de medição do ângulo poligonal.

- **linear**

A tolerância linear admitida, após a compensação angular (somente para as poligonais tipo 1 e 2).

$$T_p \leq c + d\sqrt{L(\text{km})}, \quad (3.8)$$

onde:

- c erro médio de posição dos pontos de apoio de ordem superior multiplicado por $\sqrt{2}$ e
- d coeficiente que expressa a tolerância para o erro de fechamento linear em m/km de desenvolvimento da poligonal.

- **transversal**

A tolerância transversal, antes da compensação angular (somente para a poligonal tipo 3) é dada por:

$$T_t \leq c + eL(\text{km})\sqrt{N-1}, \quad (3.9)$$

onde:

e coeficiente que expressa em m/km do desenvolvimento da poligonal, a tolerância para o erro transversal.

- **longitudinal**

A tolerância longitudinal, antes da compensação angular (somente para a poligonal tipo 3) é dada por:

$$T_l \leq c + f\sqrt{L(\text{km})}, \quad (3.10)$$

onde:

f coeficiente que expressa em m/km de desenvolvimento da poligonal, a tolerância para o erro longitudinal.

Os valores dos coeficientes podem ser encontrados nas tabelas 10 e 11 da NBR 13.133 da ABNT, onde cita-se que a observância dos valores limites durante os cálculos, levam a garantia da qualidade do levantamento executado.

Atualmente, com o auxílio proporcionado pelos computadores na execução dos cálculos, e o rigor com que os trabalhos topográficos passam a exigir visando a integração com técnica GPS, supõe-se que as normas relativas a levantamentos topográficos passem a adotar o método de ajustamento por mínimos quadrados. Esse método é mais rigoroso e pode ser aplicado com relativa facilidade, possibilitando efetuar rigorosa análise dos valores ajustados, bem como

permitir realizar uma pré análise para definir os equipamentos a serem utilizados em um levantamento, conforme a necessidade.

3.3 Sistema de Posicionamento Global (GPS)

O NAVSTAR (*NAVigation Satellite with Timing And Ranging*) é um sistema baseado em ondas de rádio com disponibilidade global, também denominado GPS. Foi desenvolvido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos. Devido à acurácia fornecida pelo sistema e do desenvolvimento da tecnologia envolvida nos receptores GPS, passou a existir uma grande utilização desta técnica nas mais variadas aplicações civis (navegação, posicionamento geodésico e topográfico, etc.).

A concepção 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 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 entre o relógio do receptor e os dos satélites.

Uma das principais vantagens do posicionamento GPS com relação aos métodos de posicionamento convencionais é a não necessidade de intervisibilidade entre as estações, podendo ser utilizado em qualquer hora do dia, e em qualquer condição climática.

3.3.1 Métodos de posicionamento

A posição de um objeto está diretamente relacionada a um determinado sistema de referência realizado, isto é, a rede de referência. Quando o objeto não altera sua posição em função do tempo, diz-se que o objeto está em repouso ou estático; caso contrário, diz-se que está em movimento ou que o posicionamento é cinemático.

Em ambos os casos, quando se utiliza GPS, o posicionamento pode ser realizado na forma pontual (absoluta), relativa (diferencial) ou DGPS (diferencial GPS).

3.3.1.1 Posicionamento por ponto

No posicionamento pontual utiliza-se apenas um receptor. Esse método utiliza como observável, em geral, a pseudodistância derivada do código C/A, modulado na portadora L_1 , e apresenta precisão ao nível do SPS. É utilizado em navegação de baixa precisão e levantamentos expeditos.

3.3.1.2 Posicionamento relativo

No posicionamento relativo, o usuário deve dispor de no mínimo dois receptores. Nesse método determina-se as coordenadas tridimensionais de um ponto sobre a superfície terrestre com relação a pontos de coordenadas conhecidas. As coordenadas do(s) ponto(s) conhecido(s) devem estar referenciadas ao WGS 84, ou em um sistema compatível. Tal método permite obter posições com alto grau de acuracidade, podendo variar do metro até o milímetro. O posicionamento relativo é passível de ser executado com apenas um

receptor, desde que o usuário disponha de dados de uma ou mais estações de um dos Sistemas de Controle Ativos (SCA), nos quais receptores rastreiam continuamente os satélites visíveis. Desta forma o sistema de referência do SCA passa a fazer parte da solução do usuário.

O posicionamento relativo é suscetível de ser realizado usando uma das seguintes observáveis:

- pseudodistância;
- fase da onda da portadora; e
- fase da onda portadora e pseudodistância.

Várias técnicas foram desenvolvidas para explorar a capacidade do GPS de proporcionar coordenadas altamente precisas depois de um breve tempo de ocupação, ou mesmo com o receptor em movimento. São técnicas intermediárias entre o posicionamento estático e o posicionamento cinemático. Em alguns casos, termos diferentes são utilizados para descrever o mesmo procedimento ou os mesmos termos são usados para procedimentos diferentes.

3.3.1.3 Posicionamento relativo estático

Neste tipo de posicionamento, dois ou mais receptores rastreiam simultaneamente os satélites visíveis por um período de tempo, que pode variar de dezenas de minutos (20 minutos no mínimo), até algumas horas. Em geral, somente as duplas diferenças da fase da portadora são incluídas como observáveis, no posicionamento relativo estático, devido ao longo período de ocupação das estações. A participação das pseudodistâncias não melhora significativamente os resultados, por serem menos precisas que a fase da

portadora, porém, devem estar disponíveis, pois são utilizadas no pré-processamento para estimação do erro do relógio do receptor (Monico, 1998).

Em bases longas, é imprescindível o uso de receptores de dupla frequência quando se deseja alcançar alta acuracidade.

3.3.1.4 Posicionamento relativo estático rápido

Existem dois modos distintos do posicionamento relativo estático rápido ser realizado. O primeiro é feito com apenas uma ocupação em cada estação de interesse, e o outro, deve-se fazer uma segunda ocupação de todas as estações, após um período de uma hora aproximadamente (Seeber, 1993). Será abordada a seguir apenas a que se utilizou em um dos experimentos, que é a de apenas uma ocupação em cada estação.

Esse tipo de posicionamento, segue os mesmos princípios que o do posicionamento estático. A diferença fundamental está relacionada ao tempo de ocupação da estação, que para este caso, é inferior a 20 minutos. Pode-se utilizar receptores de simples ou dupla frequência.

Neste caso, um receptor permanece fixo sobre uma estação de referência, enquanto outro percorre os pontos de interesse. Esse deslocamento entre os pontos de interesse, é feito com o receptor desligado.

Os dados coletados simultaneamente na estação de referência e nos pontos estacionados, são processados, formando várias linhas bases. Para que o resultado apresentem razoável nível de precisão, é necessário que o vetor de ambigüidade envolvido em cada linha base seja fixado como inteiro (Monico,

1998). Este tipo de posicionamento é indicado para linhas bases de até 10 km. Sua precisão varia de 1 a 10 ppm, sob condições normais.

3.3.1.5 Posicionamento relativo semi cinemático

O método requer que a geometria envolvida entre as duas estações e os satélites se altere, para solucionar o vetor de ambigüidade presente numa linha base. Nesse método, não deve haver perda de sintonia com os satélites, por um intervalo de tempo em torno de 20 a 30 minutos. Assim, o vetor ambigüidade é igual para todo o levantamento, e é possível solucionar a ambigüidade juntamente com as coordenadas da trajetória da antena. As ocupações das estações de interesse são feitas em um curto intervalo de tempo. Na concepção original, três técnicas principais eram utilizadas para solucionar o vetor das ambigüidades, como segue:

- ocupação de uma base por um longo período, antes de iniciar a movimentação, para a solução inicial das ambigüidades;
 - ocupação por um curto período sobre uma base conhecida, em que os parâmetros a serem determinados no ajustamento são apenas as ambigüidades, o que pode ser realizado instantaneamente;
 - através de troca de antena, extensivamente utilizado, e não requer o conhecimento de uma linha base próxima ao local.
- (Monico, 1998).

Uma vez, com as ambigüidades solucionadas, desloca-se para os pontos de interesse. Se houver perda de ciclos, o levantamento deve ser reinicializado.

3.3.1.6 Posicionamento relativo cinemático em tempo real (RTK)

Nos levantamentos GPS, no modo relativo, as coordenadas do receptor que se desloca não podem ser determinadas com a precisão exigida, até a realização no escritório do processamento, para que os dados entre os receptores sejam combinados. Muitas aplicações, dentre elas a locação de obras, seriam beneficiadas com a obtenção das coordenadas do receptor em tempo real.

Para que isto seja possível, os dados do receptor da estação de referência devem ser retransmitidos para o receptor em movimento, através de um adequado *link* de rádio. Uma técnica capaz de fazer a transferência de dados é utilizada desde meados dos anos 80, em conjunto com o posicionamento, denominada DGPS (*Diferencial GPS*). Entretanto, como no DGPS é utilizada a pseudodistância, os resultados assim obtidos estão entre 0,5 e 5,0 m.

Uma técnica recente, do início dos anos 90, denominada RTK (*Real Time Kinematic*), que ao invés da pseudodistância, utiliza a fase da onda portadora, proporciona resultados com alta acurácia, mesmo para os receptores em movimento, em tempo real (Langley, 1998).

Para viabilizar essa técnica, o RTCM (*Rádio Technical Commission for Maritime Services*) Special Commite 104 (SC-104), que planejou o formato de mensagens DGPS, adicionou quatro novos tipos de mensagens para a Versão 2.1 (publicada em janeiro de 1994), para aplicações exigindo RTK. Os

quatro tipos de mensagens consistem em dois pares de mensagens. Os tipos 18 e 19 contém as medidas das fases da portadora e da pseudodistância na forma original, feitas na estação de referência. As medidas podem ser feitas em L1 ou L2.

Mensagens tipo 20 e 21, contém as correções correspondentes baseadas nas posições conhecidas da estação de referência, das posições dos satélites, e o comportamento de seus relógios em comparação com as mensagens transmitidas. Os efeitos da refração atmosférica não são considerados.

No sistema RTK, a estação de referência ou a estação móvel podem ser composta de receptores de simples ou dupla frequência, uma associação de antenas, um conjunto de rádio e suas antenas associadas.

Para se conseguir um melhor resultado, a antena do GPS da estação de referência deve ser montada em um local livre, com a finalidade de evitar ao máximo possível os efeitos de multicaminhamento. A antena do *link* de rádio deverá ser montada o mais alto possível para maximizar a área de cobertura (Langley, 1998).

Os *links* de dados usados para manter as operações RTK são usualmente canais de rádio de mesmo tipo. Para operações RTK realizadas usando mensagens n.º 18 e 19 para duplas diferenças, os dados devem ser atualizados de 0,5 a 2 segundos, taxa muito menor que a empregada nas operações diferenciais com códigos. Assim, enquanto as mensagens RTCM SC-104 para DGPS são tipicamente transmitidas em 200 bits por segundo (bps), os dados para uso RTK

necessitam taxas mínimas de 2.400 bps, exigindo o uso de VHF ou UHF. O alcance atualmente está em torno de 15 km.

O sucesso das aplicações RTK depende da viabilidade de um *link* de rádio. Entretanto, nas operações em tempo real, os dados coletados na estação de referência alcançam a estação móvel com algum retardo. Eles devem ser formatados, compactados, transmitidos através de *links*, decodificados e levados para o software do receptor móvel. Isto não pode ser feito instantaneamente, existindo uma pequena diferença de tempo, denominada latência, que, dependendo da taxa de transmissão, pode ser atualizada a cada 2 segundos. Este retardo pode ser aceitável para algumas aplicações de modo estático, mas pode não ser para alguns levantamentos cinemáticos ou para navegação em veículos (Langley, 1998).

Em situações que requerem latência mínima, como navegação em alta velocidade e controle de máquinas, o receptor móvel pode extrapolar as medições da estação de referência para a época das próprias medições atuais, com filtros apropriados antes da realização do algoritmo da dupla diferença. Esta aproximação induz erros na dupla diferença no nível do centímetros para latência de 1 segundo. Em virtude das correções alterarem muito mais vagarosamente, que as fases originais, um erro nas correções causado por este retardo não é tão sério. Usando esse método, pode-se reduzir a solução com latência a menos de um quarto de segundo; mas as acurácias são limitadas a poucos centímetros.

Qualquer perda de ciclos ocorrida na fase da portadora, poderá degradar a acurácia do posicionamento. O software do receptor móvel poderá conter algoritmo para detectar e reparar isto, em tempo real.

A característica fundamental que possibilita altas precisões oferecidas nas operações RTK é a habilidade na determinação da ambigüidade enquanto o receptor está se movimentando. Se o software de processamento simplesmente estima a ambigüidade como um valor real, o resultado é denominado solução “float” que deve ter acurácia no nível do metro ao nível do decímetro, dependendo da distância que o receptor móvel esteja rastreando os sinais GPS. Pesquisadores tem projetado inúmeros algoritmos para determinação e solução da ambigüidade OTF (*On The Fly*), isto é, quase instantaneamente. Geralmente, as observações da pseudodistância são utilizadas para reduzir o espaço de procura da ambigüidade. Este procedimento reduz o número de combinações dos números inteiros a serem testados (Langley, 1998).

A velocidade na qual as ambigüidades podem ser fixadas depende de vários fatores, incluindo o número de satélites rastreados, a geometria dos satélites, o uso da pseudodistância em conjunto com os dados da fase da portadora, ruído nas observações, e o uso de observações com dupla frequência. Em boas condições, o tempo para fixação pode ser menor que um minuto, e em condições ótimas, menor que 10 segundos (Langley, 1998).

Melhores resultados podem ser obtidos quando a estação de referência e o receptor móvel estiverem rastreando 8 ou mais satélites comuns, com PDOP menor que 2. Bons resultados, entretanto, podem ser conseguidos com

dois receptores rastreando 5 satélites comuns com PDOP menor que 4 (Langley, 1998). A Figura 4 mostra um esquema do equipamento montado no ponto que serviu de base para a locação.

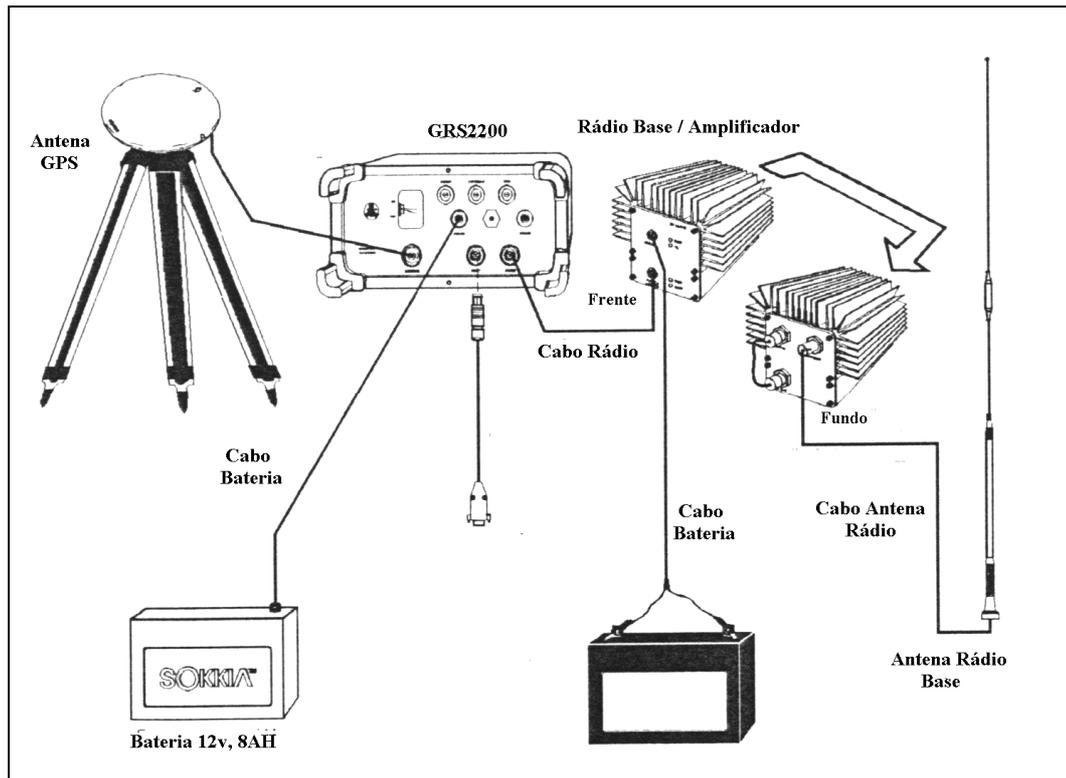


FIGURA 4 – Esquema do equipamento estacionado no ponto base

4 REFERENCIAIS GEODÉSICOS PARA OBRAS DE ENGENHARIA

4.1 Introdução

Na introdução desta dissertação foi citado que a tecnologia espacial está mudando a realidade atual em termos de posicionamento. Simples levantamentos topográficos estão passando a ser referenciados a um referencial geodésico, e através da tecnologia GPS, isso é realizado com relativa facilidade. Dessa forma, o conhecimento sobre os referenciais envolvidos são de extrema importância.

Neste capítulo serão abordados os vários sistemas geodésicos, os sistemas utilizados na topografia, aqueles utilizados na geodésia e principalmente no GPS, para mostrar as diferenças entre eles, além de permitir a integração entre eles.

4.2 Superfícies empregadas em levantamentos

As superfícies de trabalho consideradas na Geodésia são três: Superfície topográfica onde se realiza o levantamento, o Elipsóide que representa o modelo matemático que mais se aproxima do formato da Terra e Geóide que representa o modelo físico da Terra.

4.2.1 Superfície topográfica

A Superfície Topográfica é a superfície física da Terra, na qual são realizadas as operações geodésicas e topográficas.

4.2.2 Elipsóide

O elipsóide é uma figura simplificada da forma da terra, gerada pela rotação de uma elipse em torno de seu eixo menor. Seus principais parâmetros definidores são o semi-eixo maior e o semi-eixo menor ou, como forma mais usual, pelo semi-eixo maior e o achatamento.

É a superfície onde são realizados os cálculos geodésicos.

O achatamento f é uma relação entre o semi-eixo menor e o semi-eixo maior do elipsóide, assim definido:

$$f = (a-b)/a , \quad (4.1)$$

onde:

a é o semi-eixo maior e

b é o semi-eixo menor.

A primeira excentricidade também é uma relação entre os semi-eixos a e b , assim definida:

$$e = \sqrt{(a^2 - b^2)/a^2} . \quad (4.2)$$

O elipsóide pode ter o centro coincidindo com o centro de massa da Terra, como nos sistemas globais, ou ter o centro deslocado, geralmente, através de translações, mas paralelos, como nos sistemas locais.

As seções principais de um elipsóide estão esquematizadas na Figura 5.

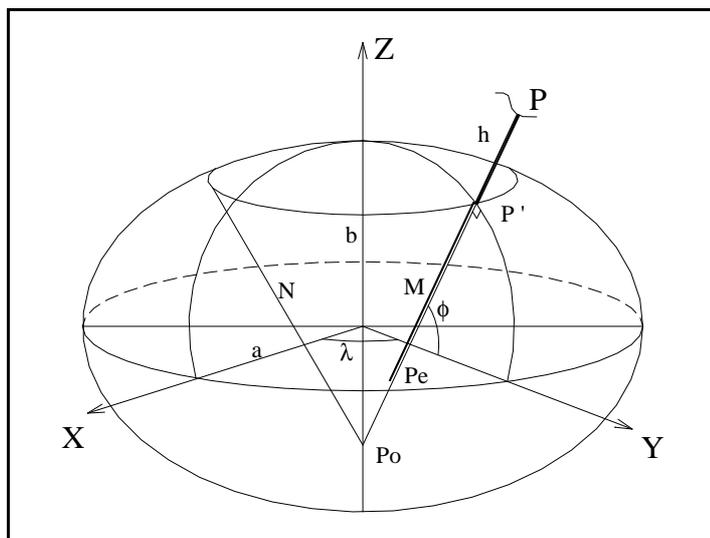


FIGURA 5 - Seções principais de um elipsóide

Na Figura 5, tem-se:

- N é o raio de curvatura primeiro vertical, representado por $P'Po$ e
- M é o raio seção meridiana, representado por $P'Pe$.

4.2.3 Geóide

A terceira superfície considerada é o geóide, que é uma superfície equipotencial particular do campo da gravidade, pois é a que coincide com o nível médio e não perturbado dos mares. Pode-se determiná-la a partir de medidas gravimétricas, nivelamento astro-geodésico, etc. (Torge, 1991). Ela é usada para representar a forma da Terra real, é muito similar à superfície topográfica (irregular), conforme mostra a Figura 6, porém sua modelagem matemática é bastante complexa.

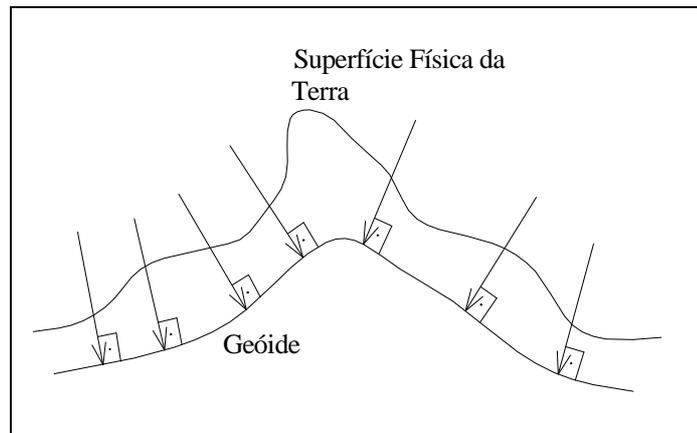


FIGURA 6 - Representação do geóide

Geóide é a superfície em que as altitudes estão referenciadas, proporcionando a altura ortométrica (H), enquanto a altura proporcionada pelo elipsóide é a altura geométrica (h), que podem ser vistas na Figura 7.

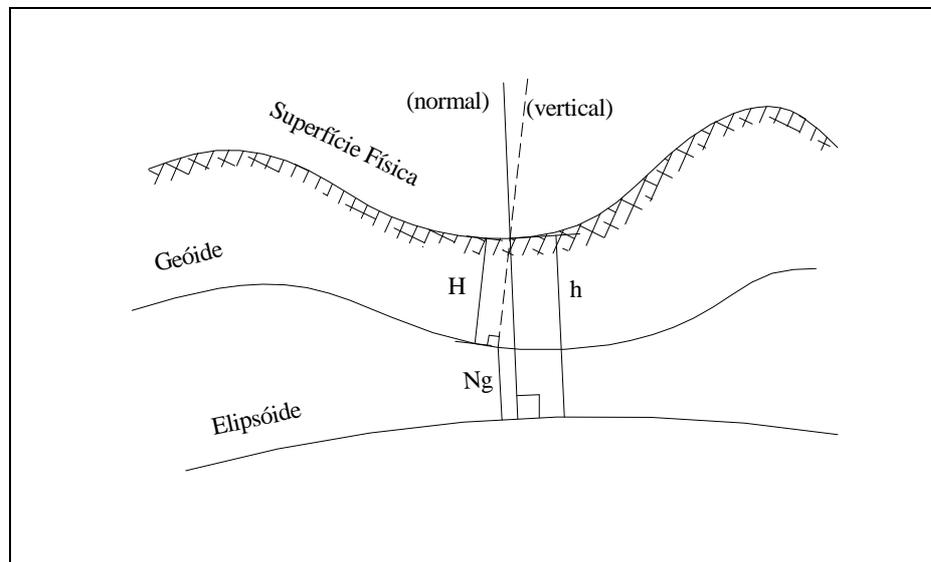


FIGURA 7 – Posicionamento esquemático das três superfícies

A relação entre a altura geométrica ou elipsoidal (h) e a altura ortométrica (H), é dada aproximadamente por:

$$h = H + Ng, \quad (4.3)$$

onde:

- h altura geométrica, medida sobre a normal ao elipsóide, desde o ponto sobre a superfície do terreno até a superfície de referência;
- H altura ortométrica, medida sobre a vertical ao geóide, desde o ponto sobre a superfície do terreno até a superfície de referência; e
- Ng ondulação geoidal com relação ao elipsóide.

A ondulação geoidal é positiva se o geóide está acima do elipsóide.

O geóide é uma superfície equipotencial, fechada e contínua, que se estende parcialmente dentro do corpo sólido da terra. A curvatura do geóide exibe variações em relação à superfície topográfica em função da densidade de massa do local. Desta forma, torna-se bastante complexa a sua modelagem matemática. Porém, é bem adaptado como uma superfície de referência para alturas definidas no campo de gravidade, e facilmente determinado pelo nivelamento geométrico. Para aplicações geodésicas deve-se fazer em combinação com medidas gravimétricas.

Se a terra fosse um corpo homogêneo, pela clássica teoria gravitacional, a superfície do geóide deveria coincidir com a superfície do elipsóide de rotação. Entretanto isto não acontece. A formação geológica da terra nos leva a uma distribuição irregular das rochas da crosta tendo diferentes densidades. As rochas mais densas exercem atração, embora na disposição da

bolha de nível isto seja muito pequeno, comparado com as principais componentes gravitacionais. Assim o instrumento parece estar nivelado porque a posição da bolha em repouso aparece centralizada, mas a linha de prumo não é vertical ao esferóide, e se apresenta ligeiramente inclinada na direção das rochas de maior densidade. Visto que o valor da deflexão varia de lugar para lugar, tem-se que o geóide é uma superfície ondulada. Em virtude das observações serem feitas em relação ao geóide, medições adicionais das anomalias da gravidade que estão presentes, podem ser usadas para correções e assim aumentar o conhecimento da forma da ondulação desta superfície. Hoje, apesar dos progressos conseguidos, ainda é um longo e trabalhoso processo, tornando-se o grande sonho dos geodestas.

Esforços têm sido feitos no sentido de gerar modelos geoidais. Dentre os modelos geoidais disponíveis, optou-se neste trabalho pelo Geóide Gravimétrico no Estado de São Paulo (GEOCOM) (Sá & Molina, 1995), que também é um programa de interpolação de ondulações geoidais. Esse modelo oferece 3 opções possíveis para a determinação de N, quais sejam:

- P determinação iterativa das altitudes geoidais;
- H determinação das altitudes geoidais e ortométricas em relação a uma base com coordenadas conhecidas; e
- N determinação de altitudes geoidais para um conjunto de pontos.

As ondulações geoidais estão vinculadas a um referencial geodésico geocêntrico e no GEOCOM o referencial é o WGS-84, mesmo referencial das coordenadas dos pontos dos levantamentos deste trabalho.

4.3 Sistemas de Coordenadas e Transformações

Os sistemas de coordenadas mais usuais são: o sistema de coordenadas cartesianas, coordenadas esféricas e coordenadas geodésicas. A seguir descreve-se sucintamente cada um deles, bem como as transformações entre eles.

4.3.1 Sistema de coordenadas cartesianas

Em um sistema de coordenadas cartesianas com os eixos X, Y e Z, a posição de um ponto P é determinada pelo vetor de posição, conforme mostra a Figura 8.

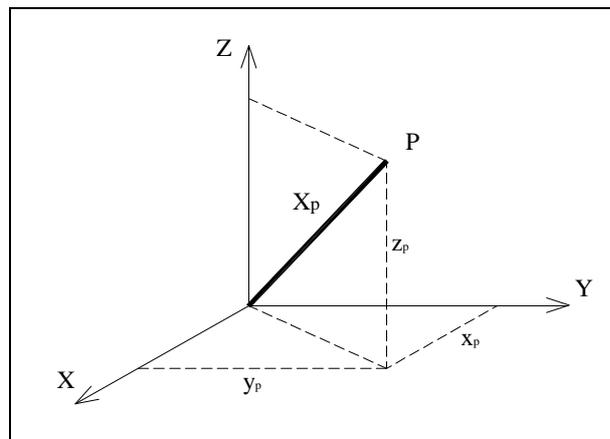


FIGURA 8 - Sistema de coordenadas cartesianas.

O vetor X_p é representado por:

$$X_p = \begin{pmatrix} x_p \\ y_p \\ z_p \end{pmatrix}, \quad (4.4)$$

onde:

x_p , y_p e z_p são as coordenadas do ponto.

Esse sistema é o mais utilizado, quer para representar as coordenadas de um ponto nos sistemas globais, quer para representar as coordenadas nos sistemas locais, em que se deseja a forma tridimensional.

4.3.2 Coordenadas esféricas

Um ponto P pode ter sua posição representada em um sistema de coordenadas esféricas, pela distância r entre o ponto e o centro da esfera, pelo ângulo ν formado pelo segmento passante pelo ponto e o eixo G3, e pelo ângulo λ formado pelo eixo G1 e pela projeção do segmento OP, sobre o plano dos eixos G1 e G2, conforme mostra a Figura 9.

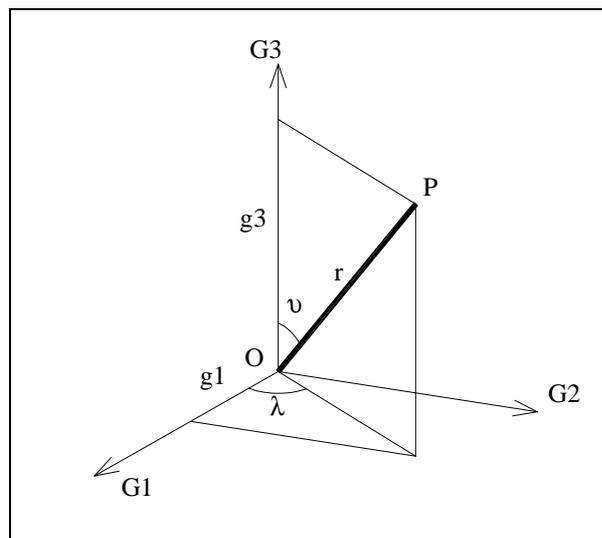


FIGURA 9 - Sistema de coordenadas esféricas

A transformação de coordenadas esféricas ν , λ , r em coordenadas cartesianas X , Y , Z é dada por:

$$X = r \operatorname{sen} \nu \cos \lambda, \quad (4.5)$$

$$Y = r \operatorname{sen} \nu \operatorname{sen} \lambda \text{ e} \quad (4.6)$$

$$Z = r \cos \upsilon. \quad (4.7)$$

O procedimento inverso é dado por:

$$r = \sqrt{X^2 + Y^2 + Z^2}, \quad (4.8)$$

$$\upsilon = \arccos(Z/r) \quad \text{e} \quad (4.9)$$

$$\lambda = \arctan(Y/X). \quad (4.10)$$

4.3.3 Coordenadas geodésicas

As coordenadas geodésicas são baseadas em um elipsóide de revolução com centro na origem e tendo como eixo de rotação o eixo menor, esquematizadas na Figura 10, e representadas pela latitude (φ), pela longitude (λ) e pela altura geométrica (h),

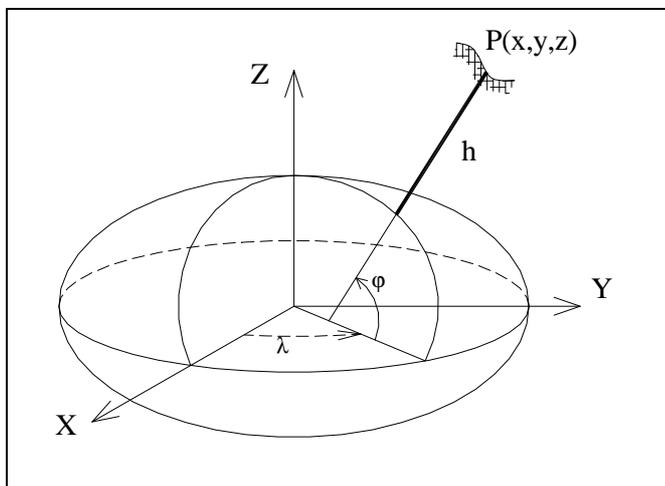


FIGURA 10 - Sistema de coordenadas geodésicas

onde:

φ é o ângulo entre a normal do elipsóide e o equador;

λ é o ângulo entre o meridiano do ponto P e o meridiano de Greenwich; e

h é a distância da superfície do elipsóide até o ponto.

A relação entre coordenadas geodésicas e coordenadas cartesianas é dada por:

$$\begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (N+h)\cos\varphi\cos\lambda \\ (N+h)\cos\varphi\sin\lambda \\ ((1-e^2)N+h)\sin\varphi \end{pmatrix}, \quad (4.11)$$

onde N é o raio de curvatura primeiro vertical ou grande normal no ponto considerado, definido como:

$$N = \left(a / \sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi} \right), \quad (4.12)$$

sendo e a primeira excentricidade.

O problema inverso de φ , λ e h , pode ser resolvido através da solução iterativa, ou através da solução direta.

- Solução iterativa

As coordenadas φ , λ e h , podem ser calculadas por iterações, sendo que o sistema converge rapidamente, visto que $h \ll N$, através de:

$$h = \left(\sqrt{x^2 + y^2} / \cos\varphi \right) - N, \quad (4.13)$$

$$\lambda = \arctan(y/z), \quad (4.14)$$

$$\varphi_0 = \arctan\left(z / \sqrt{x^2 + y^2} \right) * \left(1 - e^2 * N / (N+h) \right)^{-1}. \quad (4.15)$$

- Solução direta

A solução direta é obtida através das seguintes fórmulas:

$$\varphi = \arctan\left(\frac{z + e'^2 b \operatorname{sen}^3(\theta)}{\sqrt{x^2 + y^2} - e^2 a \cos^3(\theta)}\right), \quad (4.16)$$

$$\lambda = \arctan(y/z), \quad (4.17)$$

$$h = \left(\sqrt{x^2 + y^2} / \cos \varphi\right) - N, \quad (4.18)$$

onde:

$$\theta = \arctan\left(\frac{za}{b\sqrt{x^2 + y^2}}\right) e \quad (4.19)$$

$$e'^2 = (a^2 - b^2) / b^2. \quad (4.20)$$

4.3 IERS e Referenciais Globais Associados

4.3.1 IERS

O Serviço Internacional de Rotação da Terra (IERS - *International Earth Rotation Service*) foi criado em 1988 pela União Internacional de Geodésia e Geofísica (IUGG - *International Union of Geodesy and Geophysics*) e pela União Internacional de Astronomia (IAU - *International Astronomical Union*), com a incumbência de substituir a seção de Rotação da Terra do *Bureau International de l'Heure* (BIH) e o Serviço Internacional do Movimento do Polo (IPMS - *International Polar Motion Service*).

O IERS é um serviço interdisciplinar que mantém padrões para a conexão entre Astronomia, Geodésia e Geofísica. Ele é responsável por:

- Definição e manutenção de um Sistema Convencional de Referência Celeste (CCRS - *Conventional Celestial Reference System*), bem como de sua realização;

- Definição e manutenção de um Sistema Convencional de Referência Terrestre (CTRS - *Conventional Terrestrial Reference System*), bem como de sua realização;
- Organizar atividades operacionais para observar, coletar e analisar dados, bem como os resultados e disponibilizar esses resultados de acordo com as necessidades dos usuários;
- Providenciar atualizações temporais dos dados precisos de orientação da Terra para os usuários. (IERS, 1999).

O monitoramento das realizações e da orientação da Terra é feito através de observações e análises de técnicas variadas, incluindo *Very Long Baseline Interferometry* (VLBI), *Lunar Laser Range* (LLR), *Satellite Laser Range* (SLR), *Global Positioning System* (GPS), *Doppler Orbitography and Radio Positioning Integrated by Satellite* (DORIS).

4.3.2 Sistema convencional de referência celeste e sua realização

O Sistema Convencional de Referência Celeste (CCRS) definido pelo IERS e recomendado pelo IAU é denominado *International Celestial Reference System* (ICRS), em substituição ao FK5. A origem do sistema é coincidente com o geocentro. O eixo X é orientado para o equinócio vernal médio às 12 hs TDB (*Barycentric Dynamical Time*) em 1 de janeiro de 2000 (Dia Juliano 2451545,0), que corresponde a época de referência J2000. O Eixo Z aponta na direção do polo norte celeste médio para a mesma época e o eixo Y completa o sistema dextrógiro (Monico, 1998). Esse sistema é considerado inercial. Visto que o centro de massa da terra (origem deste sistema de referência) se encontra

com pequena aceleração por causa do movimento anual em torno do sol, o termo quase-inercial também é usado.

A realização desse sistema é denominada de *International Celestial Reference Frame* (ICRF) e é materializado por um conjunto de coordenadas equatoriais de um conjunto de fontes de rádio extra-galáticas (quasars) na época J2000.

4.3.3 Sistema convencional de referência terrestre e suas realizações.

Conforme (IERS,1999), o Sistema de Referência Terrestre Convencional (CTRS) é um sistema de coordenadas ortogonal fixo à Terra, isto é, rotaciona com ela, e é assim definido:

- Tem a origem no centro de massa de toda a Terra, incluindo oceanos e atmosfera;
- A escala corresponde a de um sistema de referência local, levando-se em conta os efeitos relativistas da teoria da gravitação;
- A orientação dos eixos é consistente com aquelas definidas pelo BIH, para a época 1984,0.

Convencionou-se que a direção do eixo polar seja coincidente com a direção do eixo médio *Conventional Terrestrial Pole* (CTP), nova denominação do *Conventional International Orientation* (CIO), e a origem da longitude como o meridiano médio de Greenwich.

A realização do CTRS é um catálogo de coordenadas geocêntricas de estações VLBI, SLR e GPS.

4.3.3.1 Principais realizações do CTRS

O *International Terrestrial Reference Frame* (ITRF) é a realização do CTRS, sob coordenação do IERS. A realização consiste no ajustamento de várias séries de coordenadas (*Set of Station Coordinates - SSC*), observações estas feitas por vários centros de processamento que contribuem com resultados coletados através de técnicas espaciais como SLR, LLR, VLBI, e GPS.

A realização inicial foi denominada ITRF-0, na qual foi adotada a origem, orientação e escala do BIH Terrestrial System (BTS87).

Uma estação ITRF é caracterizada pelas coordenadas X, Y, Z (geocêntricas) e as respectivas velocidades $\dot{X}, \dot{Y}, \dot{Z}$, para uma determinada época t , na maioria dos casos 1988,0. A evolução temporal das estações, até o ITRF91, era obtida a partir de modelos das placas tectônicas (NUVEL), e a partir daí, a velocidade de cada estação passou a ser estimada no processo. (Monico,1998)

A partir do ITRF93 houve uma mudança em relação à orientação da rede, e passou a ser consistente com os parâmetros de rotação da Terra produzidas pelo IERS. As coordenadas e velocidades são relativas à época 1993,0.

As realizações mais recentes foram o ITRF94 com as coordenadas e velocidades relativas à época 1994,0; o ITRF96 com as coordenadas e velocidades relativas à época 1997,0; e o ITRF97 com as coordenadas e velocidades relativas à época 1997,0 e não tendo sido realizado o ITRF95.

Na Figura 11 encontra-se a distribuição das estações de observações do ITRF97, nas quais os números associados às cores indicam o número de técnicas empregadas nas estações.

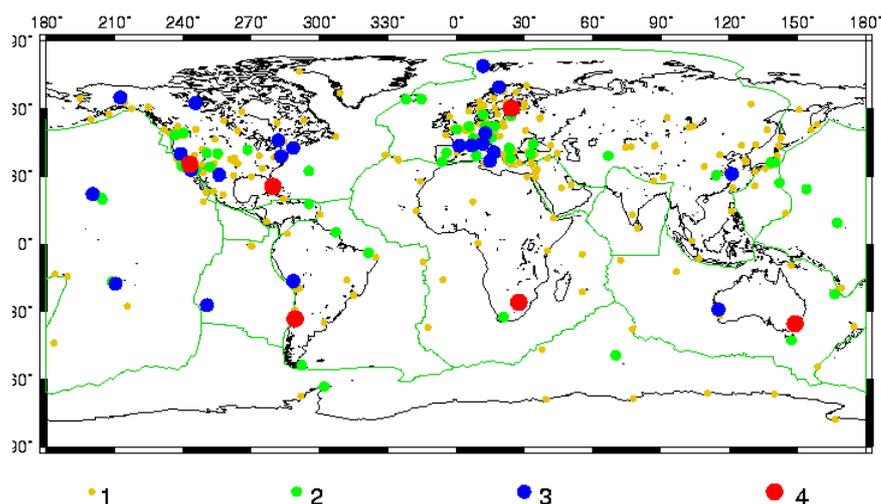


FIGURA 11 - Estações de observações do ITRF97 - Fonte IERS

Os vários ITRF compõem o que se tem hoje de mais acurado em termos de referencial Geodésico, os quais, em geral são utilizados em Geodinâmica.

As efemérides precisas de sistemas de posicionamento como o GPS e GLONASS são dadas, em geral, no ITRF mais recente. Porém, para o uso do GPS, as efemérides transmitidas em tempo real são dadas no WGS84 (G873), o qual será apresentado na seção seguinte, juntamente com o SIRGAS, que é um novo referencial geocêntrico da América do Sul.

4.4 Sistema de Referência WGS-84 e SIRGAS

4.4.1 WGS84

De acordo com o NIMA(1997), o referencial adotado para o sistema GPS é o *World Geodetic System 1984* (WGS-84). A Figura 12 ilustra esse referencial. A origem do sistema é o centro de massa da terra; o eixo Z é orientado para o *IERS Reference Pole* (IRP), que corresponde à direção definida pelo CTP, época 1984,0 com incerteza de 0,005"; o eixo X é definido pela interseção do *IERS Reference Meridian* (IRM), que coincide com o *BIH Zero Meridian* (época 1984,0), com incerteza de 0,005", e o plano passante pela origem e normal ao eixo Z; o eixo Y, completa o sistema dextrógiro. O elipsóide de referência é o *Geodetic Reference System 1980* (GRS80).

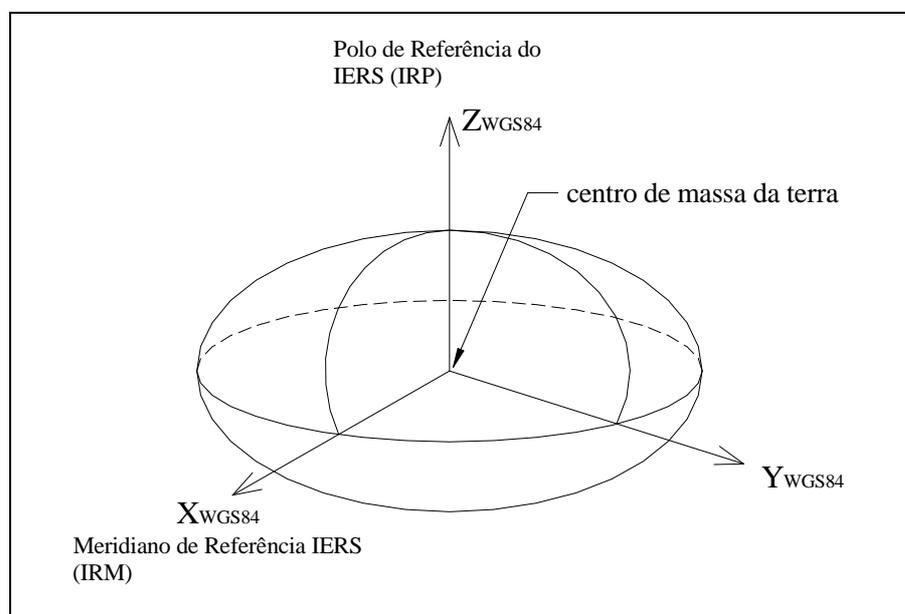


FIGURA 12 - Esquema do WGS-84

Os principais parâmetros estão listados na Tabela 6 (Monico, 1998).

Tabela 6 - Parâmetros do GRS-80

Parâmetro e valor	Descrição
$a = 6.378.137 \text{ m}$	Semi-eixo maior
$b = 6.356.752,314 \text{ m}$	Semi-eixo menor
$f = 1/298,2572221$	Achatamento
$J_2 = 1082630 \cdot 10^{-9}$	Coefficiente zonal de segunda ordem
$\omega_e = 7292115 \cdot 10^{-8} \text{ rad/s}$	Velocidade angular da Terra
$GM = 3986005 \cdot 10^8 \text{ m}^3/\text{s}^2$	Constante gravitacional da Terra

É importante ressaltar que o referencial cartesiano do WGS-84 coincide com o Sistema Terrestre Convencional, cujo eixo médio de Rotação da Terra, é aquele definido pelo CTP.

Refinamentos têm sido feitos, levando a duas novas realizações, utilizando a técnica de posicionamento GPS, e foram denominados WGS-84 (G730) e WGS-84 (G873), no qual o G representa que o refinamento foi executado utilizando-se GPS e o número que o acompanha, representa a semana GPS em que ocorreram as realizações.

As efemérides transmitidas pelo GPS são referenciadas ao WGS-84 (G873), e trata-se daquelas que mais são utilizadas em obras de engenharia.

4.4.2 SIRGAS

O projeto SIRGAS (Sistema de Referência Geocêntrico para a América do Sul), teve seu início na Conferência Internacional para definição de um Datum para a América do Sul, em outubro de 1993, realizada em Assunção - Paraguai, a convite da Associação Internacional de Geodésia (IAG), do Instituto Pan-americano de Geografia e História (IPGH), e da Agência Cartográfica do

Departamento de Defesa dos EUA (DMA, atualmente Agência Nacional de Mapas e Imagens (NIMA)).

Os objetivos definidos no SIRGAS são:

- o sistema de referência é geocêntrico, coincidente com o do IERS;
- os marcos de referência serem materializados através das medições de uma rede de estações GPS de alta precisão;
- para Datum Geocêntrico considera-se um sistema de eixos coordenados baseados no sistema de referência SIRGAS, com os parâmetros do elipsóide “*Geodetic Reference System*” (GRS) de 1980.

A determinação das posições das estações terrestres a partir de observações geodésicas espaciais, requer que haja consistência entre os sistemas de referência espacial e terrestre.

As coordenadas SIRGAS são referentes à época da campanha ($t_0 = 1995.4$), sendo que as estações materializadas estão se alterando, devido aos movimentos da crosta terrestre. Como consequência, dependendo da precisão, as coordenadas das estações terrestres não são válidas para uma época diferente de 1995,4. Como as órbitas dos satélites não são afetadas pelos movimentos da crosta, pode-se dizer que existe uma deterioração na correlação entre o sistema espacial e o sistema terrestre. Na rede global ITRF, este fator é levado em consideração, proporcionando as componentes da velocidade para cada estação, em conjunto com suas coordenadas para uma época de referência específica.

Para que haja consistência dos valores das coordenadas em virtude da temporalidade, é necessário determinar as componentes da velocidade

∇ (Considerar dX/dt , dY/dt e dZ/dt). Essas velocidades são definidas a partir de observações repetidas na determinação das coordenadas, ou a partir de modelos de deformação da crosta. No SIRGAS, até que não estejam disponíveis observações de velocidades de todas as estações, recomenda-se adotar o modelo de placas NNR NUVEL-1A (IBGE, 1997).

4.4.3 Conseqüências da integração SIRGAS e WGS84

A tendência atual é que todos os países passem a adotar um referencial Geocêntrico. Em breve no Brasil, deve-se adotar o SIRGAS. Desta forma, para as obras de engenharia e demais aplicações, ter-se-á as coordenadas terrestres das estações fiduciais em SIRGAS e as efemérides dos satélites em WGS-84.

O fato dos dois sistemas serem geocêntricos, e ainda utilizarem o mesmo elipsóide de referência é um ponto positivo. Lembrando ainda que os refinamentos do WGS-84 estão consistentes com as realizações ITRF no nível de poucos centímetros, e que o SIRGAS adotou o ITRF94, pode-se considerar, dentro dos limites de incertezas de cada um (poucos centímetros), de que se trata do mesmo referencial.

Como conseqüência, positiva, não há necessidade da realização de transformações entre eles.

4.5 Sistema Geodésico Brasileiro

O desenvolvimento sistemático geodésico no Brasil teve seu início na década de 40 com o Sistema Geodésico Brasileiro (SGB).

A Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) que é a instituição responsável pela Geodésia e Cartografia no Brasil, define um sistema geodésico a partir do conjunto de pontos geodésicos implantados na porção da superfície terrestre delimitada pelas fronteiras do país, que são determinados por procedimentos operacionais e coordenadas calculadas, segundo modelos geodésicos de precisão compatíveis com as finalidades a que se destina.

O Decreto-lei n.º 243, de 28 de fevereiro de 1967, que fixa as Diretrizes e Bases para a Cartografia Brasileira, preceitua o estabelecimento de um sistema plano-altimétrico único, de pontos geodésicos de controle, materializados no terreno, para servir de base ao desenvolvimento de trabalhos de natureza cartográfica, constituindo-se no referencial único para a determinação de coordenadas e altitudes em território brasileiro.

Para o Sistema Geodésico Brasileiro, a imagem geométrica da Terra é definida pelo Elipsóide de Referência Internacional de 1967, aceito pela Assembléia Geral da Associação Geodésica Internacional, que teve lugar em Lucerna, no ano de 1967. O referencial altimétrico coincide com a superfície equipotencial que contém o nível médio do mar, definido pelas observações maregráficas tomadas na baía de IMBITUBA, no litoral do Estado de Santa Catarina.

O SISTEMA GEODÉSICO BRASILEIRO atual integra o Sul-Americano de 1969 (SAD-69) e tem por origem topocêntrica o vértice CHUÁ

(MG), no qual se tem as coordenadas tanto astronômicas como as geodésicas ou geométricas.

Parâmetros definidores do Elipsóide Internacional de 1967 do Sistema Geodésico Brasileiro:

Semi-eixo maior $a = 6.378.160$ m;

Achatamento $f = 1:298,25$.

Durante muitos anos adotou-se para o Brasil a origem Córrego Alegre como referência para o Sistema Geodésico Brasileiro, sendo adotado o elipsóide de Hayford, com os seguintes parâmetros:

Semi-eixo maior $a = 6.378.388,00$ m;

Achatamento $f = 1: 297,00$.

Muitos produtos cartográficos ainda se encontram referenciados a esse datum, e a transformação entre os sistemas deve ser feita através das equações de Molodensky utilizado-se dos parâmetros apresentados no BOLETIM DE SERVIÇO n.º 1602 do IBGE.

Monico (1998), relata que, considerando as definições e as realizações do SGB e as do sistema de referência WGS-84, percebe-se que eles são diferentes. Como as atividades cartográficas no território brasileiro são referenciadas ao SAD-69, algumas soluções devem ser adotadas para que os resultados obtidos com o GPS possam ser utilizados para fins de mapeamento ou outras atividades necessitando de informações georreferenciadas.

As coordenadas dos vértices do SGB a serem utilizadas como vértice base (conhecido), para dar suporte as atividades com GPS, devem ser

transformadas para WGS-84. Portanto, a rede GPS de pontos terá suas coordenadas referenciadas ao WGS-84, e devem ser transformadas para o SAD-69, a fim de serem utilizadas nas inúmeras atividades que requeiram coordenadas.

Deve-se lembrar que um Sistema Geodésico Local quando é definido, geralmente a condição de paralelismo entre seus eixos coordenados é estabelecida em relação ao Sistema Terrestre Médio, que é o caso do Sistema Geodésico Brasileiro com o SAD-69. Obedecida esta condição o IBGE determinou os parâmetros a serem utilizados na transformação entre os sistemas WGS-84 e SAD-69, e de acordo com esses parâmetros tem-se:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{WGS84} = \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{SAD69} + \begin{bmatrix} -66,87 \\ 4,37 \\ -38,52 \end{bmatrix} m. \quad (4.21)$$

Desde a década passada já estava sendo executado o Projeto de Reajustamento da Rede Planimétrica (REPLAN), para fornecer um tratamento mais refinado e homogêneo à rede geodésica brasileira. Esse projeto foi concluído em setembro de 1996, e como resultado, foram gerados novos valores de coordenadas para 4939 marcos geodésicos de alta precisão.

O IBGE, atualmente envida esforços para a integração da rede geodésica brasileira ao SIRGAS, e com esse objetivo é que as 11 estações SIRGAS em território brasileiro já estão conectadas a estações da rede clássica (executadas com levantamentos convencionais) ou a estações de redes GPS existentes na região. Das estações com as quais o Brasil participou ativamente na campanha SIRGAS, 9 já estão conectadas plani-altimetricamente às redes de alta precisão existentes. Essas estações fazem parte da Rede Brasileira de

Monitoramento Contínuo (RBMC), considerada uma das primeiras redes geodésicas ativas na América do Sul (IBGE, 1999).

4.6 Sistema Topográfico Local

Os referenciais apresentados anteriormente são, em geral, utilizados em projetos de natureza geodésica. Em todas as obras de engenharia, no entanto, faz-se uso de um Sistema Topográfico Local. As obras bastante extensas, como uma rodovia, um gasoduto, linhas de transmissão de energia, são subdivididas em trechos, permitindo a utilização desse sistema, e posteriormente transformam-se as coordenadas em geodésicas, se necessário. O objetivo de um sistema dessa natureza é facilitar operações de ordem prática, tal como a locação dos elementos das obras em questão. Neste caso, não há necessidade de se realizar reduções ou simplificações das grandezas e medidas no projeto.

De acordo com a NBR 14.166/98 da ABNT, a origem do Sistema Topográfico Local deve estar sobre o Plano Topográfico Local, o qual é acrescido em elevação do valor da altura média do terreno (H_t) em relação ao plano tangente ao elipsóide de referência também denominado Plano Horizonte Local, ou Plano Topográfico.

Esse sistema é definido pelos seguintes elementos:

- origem sobre a superfície do elipsóide (não necessariamente);
- eixo Z direção da normal ao elipsóide passante pelo ponto origem;
- eixo Y direção do norte geodésico e
- eixo X orientado de tal forma que o sistema seja dextrógiro.

A Figura 13, ilustra o sistema cartesiano local, onde a origem é considerada sobre a superfície do elipsóide.

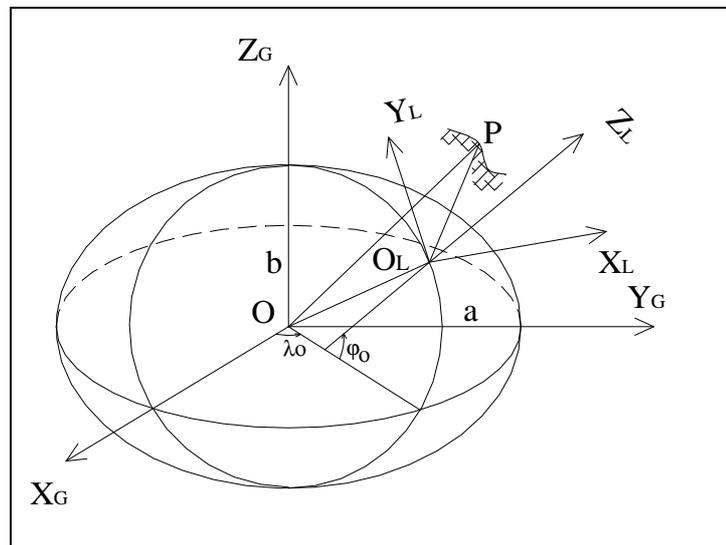


FIGURA 13 – Sistema topográfico local

As coordenadas no sistema local podem ser determinadas a partir das coordenadas cartesianas geodésicas, por meio de rotações e translações. Considerando as coordenadas geodésicas do ponto origem do sistema local $(\varphi_0, \lambda_0, h_0)$, pode-se fazer a transformação de tais coordenadas para o sistema de coordenadas cartesianas do mesmo ponto (X_0, Y_0, Z_0) .

Pela Figura 13, tira-se que:

$$\vec{O_L P} = \vec{O P} - \vec{O O_L} . \quad (4.22)$$

Pode-se escrever cada um dos membros da expressão acima, da seguinte forma:

$$\vec{O_L P} = \begin{bmatrix} X_L \\ Y_L \\ Z_L \end{bmatrix} , \quad (4.23)$$

$$\vec{OP} - \vec{OO}_L = \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix}. \quad (4.24)$$

Na expressão (4.22), as componentes estão referenciadas ao sistema cartesiano local (X_L, Y_L, Z_L) , enquanto que na expressão (4.23) as componentes estão referenciadas ao sistema cartesiano geodésico (X, Y, Z) . Para que haja compatibilidade das expressões, aplica-se duas rotações, de forma a tornar o sistema cartesiano geodésico paralelo ao sistema cartesiano local.

Portanto, a expressão que relaciona as coordenadas correspondentes é escrita da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} X_L \\ Y_L \\ Z_L \end{bmatrix} = R_1(\pi/2 - \varphi_0) * R_3(\pi/2 + \lambda_0) * \begin{bmatrix} X - X_0 \\ Y - Y_0 \\ Z - Z_0 \end{bmatrix}, \quad (4.25)$$

onde R_1 e R_3 são as matrizes de rotação em relação aos eixos x e z , respectivamente.

O sistema cartesiano local não tem o inconveniente de ser híbrido e as coordenadas são calculadas num sistema cartesiano cuja origem pode ser colocada nas proximidades da área de interesse, por isso é largamente utilizado (Galo, 1993).

A transformação inversa, ou seja, do sistema cartesiano local para o sistema geodésico cartesiano, pode ser feita a partir de equação inversa à (4.24).

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = R_1(\pi/2 - \varphi_0) * R_3(\pi/2 + \lambda_0) * \begin{bmatrix} X_L \\ Y_L \\ Z_L \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix}. \quad (4.26)$$

O Sistema Topográfico Local é assim definido (ABNT, NBR 13.133):

Sistema de projeção, para representação em planta de pontos levantados pelo método direto clássico da topografia, cujas características são:

- as projetantes são ortogonais à superfície de projeção, significando estar o centro de projeção localizado no infinito;
- a superfície de projeção é um plano normal à vertical do lugar no ponto da superfície terrestre considerado como origem do levantamento, sendo seu referencial altimétrico referido ao datum vertical brasileiro;
- as deformações máximas inerentes à desconsideração da curvatura terrestre e a refração atmosférica têm as seguintes expressões aproximadas:

$$\Delta l \text{ (mm)} = - 0,004 * l^3 \text{ (km)}; \quad (4.27)$$

$$\Delta h \text{ (mm)} = + 78,5 * l^2 \text{ (km)}; \quad (4.28)$$

$$\Delta h' \text{ (mm)} = + 67 * l^2 \text{ (km)}; \quad (4.29)$$

onde:

Δl deformação planimétrica devida a curvatura da Terra, em mm;

Δh deformação altimétrica devida à curvatura da Terra, em mm;

$\Delta h'$ deformação altimétrica devida ao efeito conjunto da curvatura da Terra e da refração atmosférica, em mm; e

l distância considerada no terreno, em km.

- limita em 80 km a distância máxima com relação à origem, para que erros advindos da desconsideração da curvatura da terra, estejam dentro das prescrições estabelecidas;
- a localização dos pontos, é feita através de um sistema de coordenadas, cuja origem coincide com a do levantamento;
- a orientação do eixo Y, é a referência azimutal, que pode estar orientado para o norte geográfico, norte magnético, ou uma direção notável, julgada importante.

Recomenda ainda que, quando possível, as coordenadas geodésicas da origem devem ser vinculada ao SGB, de forma a posicionar geograficamente a área.

O item 5 da NBR 13.133 preceitua, em função da finalidade dos levantamentos, obedecendo ao princípio da vizinhança, como deve ser adotada a sua origem e orientação.

Inicia pela condição considerada ideal, com a integração do levantamento ao SGB, quando existem vértices geodésicos nas proximidades, através de apoio direto. Cita ainda outras situações, até encontrar a considerada pior, que é a de não haver coordenadas geodésicas. Nesse caso o procedimento deve ser feito com orientação em relação ao norte geográfico, dando a um dos vértices coordenadas arbitrárias. Quando isso ainda não é possível, a orientação deve ser feita com relação ao norte magnético, sendo imprescindível que sejam mencionadas no desenho topográfico final, a data do levantamento, a declinação magnética referente a essa data, bem como a sua variação anual. Salienta ainda,

que esse procedimento seja utilizado somente quando a finalidade do trabalho permitir.

Sendo esta a situação mais crítica talvez esteja aí uma das causas dos cadastros imobiliários serem tão deficientes. Na realidade, o que se encontra é ainda pior, onde a origem é arbitrária, e a orientação é somente a magnética, sem que apareçam nenhuma das demais informações prescritas em norma.

No entanto, melhorias estão continuamente sendo feitas, no sentido de integrar a topografia ao SGB. Pode-se verificar isso na Norma 14.166 da ABNT, que visa a implantação de uma rede de cadastro municipal, firmemente ligada ao SGB. Essa norma também define Sistema Topográfico Local:

Sistema de representação, em planta, das posições relativas de pontos de um levantamento topográfico com origem em um ponto de coordenadas geodésicas conhecidas, onde todos os ângulos e distâncias de sua determinação são representados, em verdadeira grandeza, sobre o plano tangente à superfície de referência (elipsóide de referência) do sistema geodésico adotado, na origem do sistema, no pressuposto de que haja, na área de abrangência do sistema, a coincidência da superfície de referência com a do plano tangente, sem que os erros, decorrentes da abstração da curvatura terrestre, ultrapassem os erros inerentes às operações topográficas de determinação dos pontos do levantamento. Abrange ainda os elementos esquematizados na Figura 14.

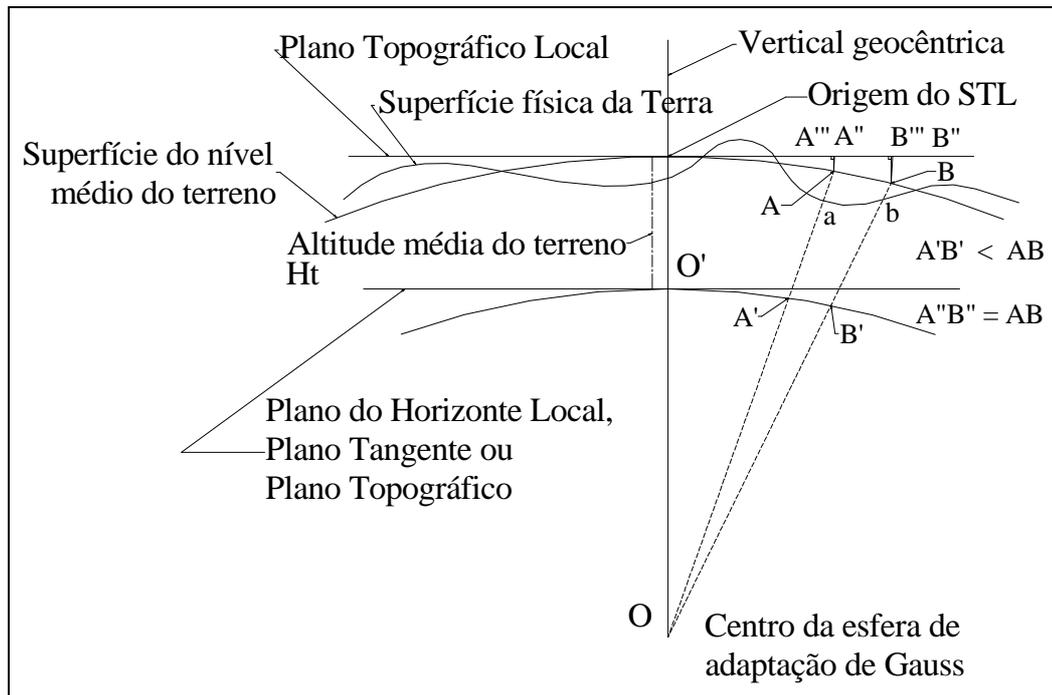


FIGURA 14 - Elementos do sistema topográfico local - Fonte (NBR 14.166/98, ABNT)

Nessa figura tem-se :

- AO''' é a projeção ortogonal de AO sobre o Plano Topográfico Local;
- OB''' é a projeção ortogonal de OB sobre o Plano Topográfico Local;
- $A'''A''$ é o erro devido à desconsideração da curvatura terrestre OA ;
- $B'''B''$ é o erro devido à desconsideração da curvatura terrestre de OB ;
- OA'' é a representação do arco AO sobre o Plano Topográfico Local;
- OB'' é a representação do arco OB sobre o Plano Topográfico Local;
- AB é a projeção gnomônica ou central de uma distância (ab) medida no terreno, sobre a superfície do nível médio do terreno, correspondendo à distância horizontal entre "a" e "b";

- A'B' é a projeção gnomônica ou central de AB sobre a superfície da esfera de adaptação de Gauss (superfície de nível zero);
- A''B'' é a projeção (representação) em verdadeira grandeza de AB sobre o Plano Topográfico Local.

Da norma NBR 14166, o ponto origem das coordenadas plano retangulares (x e y) tem suas coordenadas geodésicas dadas por φ_0 e λ_0 . As coordenadas cartesianas de um ponto P, com coordenadas φ_p e λ_p , são obtidas através das fórmulas de transformação dadas a seguir:

$$X_P = 150.000 + x_P, \quad (4.30)$$

$$Y_P = 250.000 + y_P, \quad (4.31)$$

$$x_P = -\Delta\lambda_1 \cos \varphi_P N_P \text{ arc } 1'' \times c, \quad (4.32)$$

$$y_P = (1/B) * [\Delta\varphi_1 + Cx_P^2 + D(\Delta\varphi_1)x_P^2 + ECx_P^4]xc, \quad (4.33)$$

$$\Delta\lambda = \lambda_P - \lambda_0, \quad (4.34)$$

$$\Delta\varphi = \varphi_P - \varphi_0, \quad (4.35)$$

$$\Delta\lambda_1 = \Delta\lambda'' [1 - 3,9173 \times 10^{-12} (\Delta\lambda'')^2], \quad (4.36)$$

$$\Delta\varphi_1 = \Delta\varphi\lambda [1 - 3,9173 \times 10^{-12} (\Delta\varphi\lambda)^2], \quad (4.37)$$

$$B = 1/M_0 \text{ arc } 1'', \quad (4.38)$$

$$C = \tan \varphi_0 / 2M_0 N_0 \text{ arc } 1'', \quad (4.39)$$

$$D = 3e^2 \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 \text{ arc } 1'' / 2(1 - e^2 \sin^2 \varphi_0), \quad (4.40)$$

$$E = (1 + 3 \tan^2 \varphi_0) / 6N_0^2, \quad (4.41)$$

$$c = (R_0 + H_t) / R_0, \quad (4.42)$$

$$R_0 = \sqrt{M_0 N_0}, \quad (4.43)$$

$$M_0 = a(1 - e^2) / (1 - e^2 \sin^2 \varphi_0)^{3/2}, \quad (4.44)$$

$$N_0 = a / (1 - e^2 \sin^2 \varphi_0)^{1/2}, \quad (4.45)$$

$$N_P = a / (1 - e^2 \sin^2 \varphi_P)^{1/2}, \quad (4.46)$$

$$e = (a^2 - b^2 / a^2)^{1/2} = [f - (2 - f)]^{1/2}. \quad (4.47)$$

M_0 é o raio de curvatura da seção meridiana do elipsóide de referência em P_0 (origem do sistema);

N_0 é o raio de curvatura da seção normal ao plano meridiano do elipsóide de referência em P_0 ;

N_P é o raio de curvatura da seção normal ao plano meridiano do elipsóide de referência em P ;

c é o fator de elevação;

a é o semi-eixo maior do elipsóide de referência;

b é o semi-eixo menor do elipsóide de referência;

e é a primeira excentricidade do elipsóide de referência;

f é o achatamento do elipsóide de referência;

H_t é a altitude ortométrica média do terreno ou altitude do plano topográfico local.

Todas as coordenadas dos pontos de uma rede de referência cadastral, por exemplo, são dadas dessa forma. Observe que esses pontos podem ter sido determinados por GPS. As coordenadas dos pontos determinados a partir

desses vértices, via topografia, podem ser calculados fazendo-se apenas a redução ao horizonte, pois as observações são consideradas em verdadeira grandeza.

Desta forma, para a integração entre atividades Geodésicas (com GPS por exemplo), e topográficas, as conversões entre ambos os sistemas devem ser bem conhecidas.

5 INTEGRAÇÃO TOPOGRAFIA E GPS

5.1 Introdução

No capítulo 3, Seção 3.2, onde foram apresentados os levantamentos topográficos, bem como no capítulo 4, referente a Referenciais Geodésicos, cita-se que o Sistema Topográfico Local é adotado nos levantamentos topográficos convencionais. Por outro lado, num levantamento com GPS, os resultados são apresentados no referencial ligado ao GPS, que está vinculado a um elipsóide que representa outra superfície de trabalho. Desta forma, a integração de resultados (coordenadas) advindos da topografia e do GPS requerem que tais valores sejam compatibilizados. Essa solução será denominada para fins deste trabalho, integração a partir das coordenadas.

Existem outras formas de tratar o assunto de integração. Ao invés de se trabalhar com as coordenadas, no posicionamento relativo realizado com o GPS, obtém-se as diferenças de coordenadas ΔX , ΔY e ΔZ , que podem ser convertidas para os mesmos tipos de observações obtidas em uma estação total, por exemplo, distâncias, diferenças de alturas e direções (azimutes). Desta forma, os resultados obtidos com o GPS são convertidos em observações tipicamente obtidas através da topografia. Logo, um levantamento misto de GPS e Estação total pode ser facilmente integrado num software comum de topografia. Esse tipo de solução será designado para esse trabalho, integração a partir de observáveis.

Vale ainda citar o caso de integração a partir de transformações. Nesse caso, em um levantamento topográfico baseado em um STL, seleciona-se

alguns pontos com distribuição adequada e identificáveis no terreno, os quais são levantados por GPS com técnicas adequadas, e servem para realizar o georeferenciamento do levantamento topográfico. Trata-se de uma opção que possibilita aproveitar levantamentos topográficos já realizados. Esse caso será designado para fins deste trabalho, de integração a partir de transformações. A seguir descreve-se cada uma das três possibilidades identificadas acima.

5.2 Integração a partir de Coordenadas

As coordenadas oriundas do levantamento GPS são apresentadas no sistema de referência ligado ao GPS, no caso o WGS-84, que é um sistema geocêntrico. Elas podem ser apresentadas em coordenadas cartesianas tridimensionais (X , Y , e Z), em coordenadas geodésicas (φ , λ e h), ou em coordenadas do sistema de projeção UTM (N , E) e uma terceira componente híbrida, a altitude ortométrica (H), relacionada com o geóide. Por outro lado, as coordenadas utilizadas nos levantamentos topográficos convencionais estão vinculadas a um sistema cartesiano bidimensional, na sua grande maioria, com origem arbitrária. Felizmente, as normas vigentes passaram a preconizar o uso de sistemas locais planos (X_L , Y_L), associados à terceira coordenada, que é a diferença de altura em relação à altura do plano topográfico local de referência. A origem desse sistema pode estar situado sobre a normal ao elipsóide passante pelo ponto origem, sobre o geóide, ou nas imediações da superfície física da Terra (Lugnani, 1987). A NBR 14.166/98 preconiza que a origem do Plano topográfico

local deve estar sobre a normal à superfície do elipsóide de referência, elevada a altura média do terreno (H_t).

Nas aplicações em obras de engenharia, utiliza-se com certa frequência levantamentos topográficos, não sendo usual fazer processamentos geodésicos. Isto devido ao fato de que se trabalha em regiões pequenas, onde a Terra pode ser considerada como uma superfície plana. Logo, na integração GPS e topografia, o mais indicado é transformar as coordenadas obtidas com GPS, para o Sistema Topográfico Local.

Dessa forma, se uma poligonal topográfica é controlada por pontos levantados com GPS, situação muito usual atualmente, na área de transportes, em rodovias, e as distâncias não forem convenientemente reduzidas, o resultado mostrará erro de fechamento muito além do esperado. Isso é devido ao fato dos pontos levantados com GPS estarem associados a um referencial Geodésico. Deve-se transformá-los para um STL, cuja origem pode ser, por exemplo, o primeiro ponto da poligonal. Os demais pontos de controle da poligonal devem estar associados ao ponto origem, como se fosse um levantamento topográfico.

Em trabalho realizado por Camargo et al (1998), para a análise do erro de fechamento em poligonais topográficas, apoiadas por GPS, houve compatibilização entre as coordenadas obtidas através da topografia com utilização de estação total, e pelo levantamento através de GPS, dos vértices da poligonal. Para a realização dos cálculos no STL, as coordenadas dos vértices da rede, obtidas através das observações GPS que eram apresentadas em coordenadas

do sistema plano retangular UTM, foram transformadas para o sistema base dos cálculos. Da mesma forma, o azimute plano UTM (norte da quadrícula), foi transformado para o azimute verdadeiro (norte verdadeiro), e as observações das distâncias foram corrigidas do efeito de refração e reduzidas ao horizonte do plano do STL. Quando os cálculos foram desenvolvidos no sistema UTM, as distâncias e ângulos, observáveis da topografia, foram devidamente transformados para serem utilizadas nesse sistema.

No referido trabalho, atribuiu-se como origem do STL um dos vértices da poligonal pesquisada, e os cálculos dos erros de fechamento das diversas composições da poligonal seguiram prescrições da NBR 13.133 da ABNT, e os resultados alcançados foram satisfatórios, quando procedimentos adequados foram utilizados para que as coordenadas fossem transformadas em um mesmo sistema, ratificando a possibilidade da integração entre a topografia e o GPS.

5.2.1 Transformação de coordenadas do sistema UTM para coordenadas do STL

Um aspecto importante na integração de levantamentos topográficos e GPS está relacionado com a compatibilização dos sistemas de referência e de projeção, no que se refere às reduções lineares e angulares para a execução dos cálculos de poligonais.

Infelizmente, uma prática bastante utilizada é a forma em que não existe a preocupação da compatibilização das observações coletadas no campo com os sistemas de referência e projeções, fazendo-se as correções dos

efeitos da refração e a redução ao horizonte somente para as observações de distâncias, e os pontos de apoio permanecem referenciados ao sistema UTM.

Portanto, quando os cálculos são desenvolvidos no sistema UTM, as observações devem ser reduzidas a esse plano. A distância elipsoidal é a distância sobre a superfície do elipsóide entre as projeções dos pontos sobre esta superfície. A distância plana no sistema UTM é a projeção da distância elipsoidal sobre o cilindro secante ao elipsóide. A Figura 15 mostra um esquema das superfícies de referência.

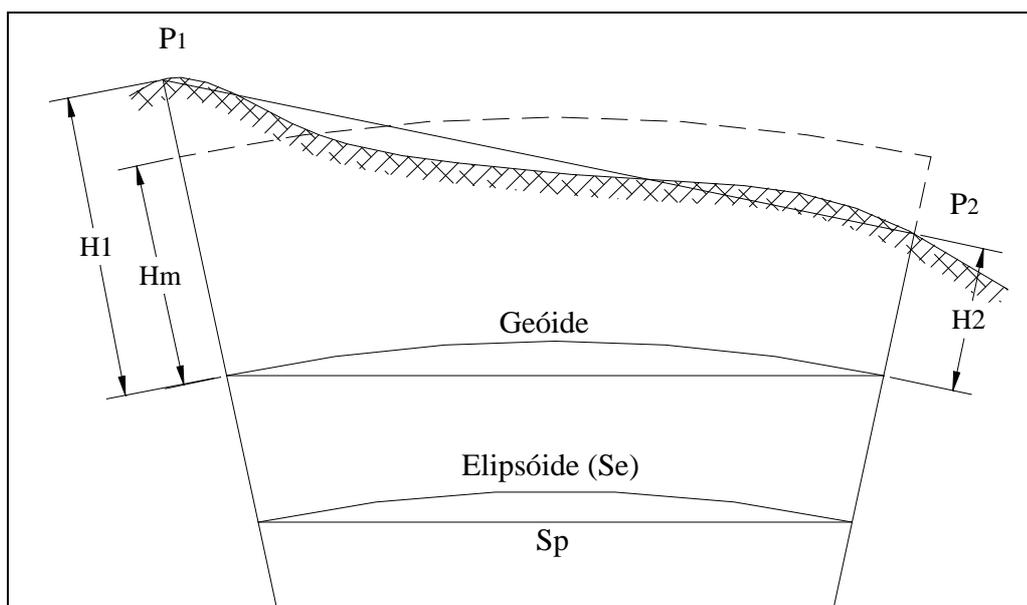


FIGURA 15 - Representação das superfícies de referência

Para se trabalhar com o STL, deve-se transformar as coordenadas referenciadas ao sistema UTM, para o sistema desejado. O azimute plano UTM (norte da quadrícula) deve ser transformado para o azimute verdadeiro (norte verdadeiro) e as observações de distâncias devem ser corrigidas do efeito de refração e reduzidas ao horizonte. Além disso, as transformações

devem ser efetuadas no mesmo *datum*. Se o *datum* de origem for diferente do *datum* de destino, primeiramente, deve-se fazer a transformação de *data* para que fiquem compatíveis, conforme parâmetros obtidos em IBGE (1998).

A seguir será apresentada a seqüência dos cálculos que devem ser efetuados para se transformar as coordenadas conhecidas no sistema de projeção UTM, para coordenadas do STL, considerando-se um mesmo *datum*.

A partir do elipsóide de referência para o *datum* escolhido, são conhecidos os valores de seu semi-eixo maior (a) e do semi-eixo menor (b), e a partir destes, alguns parâmetros devem ser calculados:

$$e^2 = (a^2 - b^2 / a^2) \text{ que é a primeira excentricidade,} \quad (5.1)$$

$$e'^2 = (a^2 - b^2 / b^2) \text{ que é a segunda excentricidade.} \quad (5.2)$$

Para se transformar as coordenadas de pontos que se apresentam no sistema UTM (E, N, H) para o sistema STL (X, Y), deve-se conhecer as coordenadas do ponto considerado como origem do sistema STL, em ambos os sistemas, tanto quando se utiliza uma rede definida pela NBR-14166 da ABNT, ou quando se atribui valores para as coordenadas STL, para um sistema de uso restrito.

A partir das coordenadas referenciadas ao sistema UTM, toma-se um par de pontos, sendo o primeiro aquele considerado origem do STL, e o segundo, o ponto que se deseja obter as coordenadas no novo sistema. O procedimento a seguir deve ser repetido para cada ponto que se deseja obter as novas coordenadas.

Primeiramente calcula-se o azimute plano e a distância plana, utilizando-se as coordenadas do sistema UTM, a partir do ponto considerado origem do STL para o ponto de interesse, conforme apresentado a seguir.

5.2.1.1 Azimute plano (Azp)

O azimute plano é o ângulo formado entre a paralela ao meridiano central do fuso (Norte da Quadrícula) e a corda da transformada. Transformada é a linha curvilínea que caracteriza a projeção de uma linha da superfície elipsoidal sobre o cilindro. A concavidade da transformada está sempre voltada para o meridiano central do fuso. O azimute plano é calculado através de:

$$Azp = \arctg \Delta E / \Delta N, \quad (5.3)$$

onde:

$$\Delta E = E_i - E_{origem}, \quad (5.4)$$

$$\Delta N = N_i - N_{origem}. \quad (5.5)$$

Se ΔN é igual a zero, tem-se :

$$Azp_{oi} = \text{PI} / 2 \text{ se } \Delta E > 0 \text{ ou ,}$$

$$Azp_{oi} = \text{PI} + \text{PI} / 2, \text{ se } \Delta E < 0,$$

ou então:

$$\text{Se } \Delta E \geq 0 \text{ e } \Delta N < 0, \text{ então } Azp_{oi} = Azp_{oi} + \text{PI},$$

$$\text{Se } \Delta E \neq 0 \text{ e } \Delta N < 0, \text{ então } Azp_{oi} = Azp_{oi} + \text{PI},$$

$$\text{Se } \Delta E \neq 0 \text{ e } \Delta N > 0, \text{ então } Azp_{oi} = Azp_{oi} + \text{PI} / 2.$$

A distância plana é calculada através de:

$$\text{distp}_{oi} = \left((\Delta E)^2 + (\Delta N)^2 \right)^{1/2}, \quad (5.6)$$

onde os componentes são os mesmos utilizados em (5.3)

A partir da distância plana e do azimute plano, pode-se fazer o transporte de coordenadas no sistema UTM através de:

$$E_i = E_o + (\text{distp}_{oi} * \text{sen}(Azp_{oi})), \quad (5.7)$$

$$N_i = N_o + (\text{distp}_{oi} * \text{cos}(Azp_{oi})). \quad (5.8)$$

5.2.1.2 Cálculo das coordenadas TM

As coordenadas UTM estão relacionadas com as coordenadas TM, através das seguintes expressões, válidas para pontos situados no hemisfério sul (Blachut et al, 1979):

$$x = (N - 10.000.000)/0,9996, \quad (5.9)$$

$$y = (E - 500.000) / 0,9996, \quad (5.10)$$

onde N e E, são os valores das coordenadas UTM do ponto.

Calcula-se então os valores das coordenadas do ponto origem (x_o, y_o) e as coordenadas do ponto de interesse (x_i, y_i) .

Na sequência, deve-se calcular as coordenadas geodésicas dos referidos pontos, para se determinar a latitude média.

5.2.1.3 Cálculo das coordenadas geodésicas, a partir das coordenadas TM

As coordenadas TM (x, y) de um ponto são transformadas em coordenadas geodésicas (ϕ, λ) pela aplicação das seguintes expressões (Blachut et al, 1979):

$$\phi = \phi_1 + b_2 y^2 + b_4 y^4 + b_6 y^6 + \dots, \quad (5.11)$$

$$\lambda = \lambda_0 + b_1 y + b_3 y^3 + b_5 y^5 + \dots, \quad (5.12)$$

onde ϕ_1 é a latitude correspondente ao comprimento do arco meridiano $B = x$, e λ_0 é a longitude do meridiano central do fuso, ambos expressos em radianos, e os demais coeficientes são mostrados a seguir:

$$b_1 = P_1^{-1} = N_1^{-1} \sec \phi_1 = c^{-1} \left[(1/\cos \phi_1)^2 + e'^2 \right]^{1/2}, \quad (5.13)$$

$$b_2 = -1/2 b_1^2 \sin \phi_1 \cos \phi_1 (1 + e'^2 \cos^2 \phi_1), \quad (5.14)$$

$$b_3 = -1/6 b_1^3 (2 - \cos^2 \phi_1 + e'^2 \cos^2 \phi_1), \quad (5.15)$$

$$b_4 = -1/12 b_1^2 b_2 \left[3 + (2 - 9e'^2) \cos^2 \phi_1 + 10e'^2 \cos^4 \phi_1 - 4e'^2 \cos^6 \phi_1 \right], \quad (5.16)$$

$$b_5 = -1/120 b_1^5 \left[24 - 20 \cos^2 \phi_1 + (1 + 8e'^2) \cos^4 \phi_1 - 2e'^2 \cos^6 \phi_1 + \dots \right], \quad (5.17)$$

$$b_6 = -1/360 b_1^4 b_2 (45 + 16e'^2 \cos^4 \phi_1 + \dots), \quad (5.18)$$

⋮

onde:

ϕ_1 é a latitude correspondente ao comprimento do arco meridiano

$$B = x,$$

$e'^2 = (a^2 - b^2/b^2)$ é a segunda excentricidade. (5.19)

Desta forma, a latitude ϕ_1 , necessita ser calculada, e os procedimentos para a sua obtenção, são mostrados a seguir.

5.2.1.4 Comprimento do arco meridiano

A fórmula para o cálculo do comprimento do arco meridiano B , desde o equador para uma determinada latitude é (Blachut et al, 1979):

$$B = A_0 c \phi - A_1 c \operatorname{sen} \phi \cos \phi \left(1 + A_2 \sin^2 \phi + A_4 \sin^4 \phi + A_6 \sin^6 \phi + A_8 \sin^8 \phi \right), \quad (5.20)$$

onde c é o raio polar de curvatura e igual a:

$$c = a^2/b, \quad (5.21)$$

e os demais coeficientes:

$$A_0 = 1 - 3/4 e'^2 \left\{ 1 - 15/16 e'^2 \left[1 - 35/36 e'^2 \left(1 - 63/64 e'^2 \left(1 - 99/100 e'^2 \right) \right) \right] \right\}, \quad (5.22)$$

$$A_1 = 3/4 e'^2 \left\{ 1 - 25/26 e'^2 \left[1 - 77/60 e'^2 \left(1 - 837/704 e'^2 \left(1 - 2123/1860 e'^2 \right) \right) \right] \right\}, \quad (5.23)$$

$$A_2 = 5/8 e'^2 \left[1 - 139/144 e'^2 \left(1 - 1087/1112 e'^2 \left(1 - 513427/521760 e'^2 \right) \right) \right], \quad (5.24)$$

$$A_4 = 35/72 e'^2 \left(1 - 125/64 e'^2 \left(1 - 221069/150000 e'^2 \right) \right), \quad (5.25)$$

$$A_6 = 105/256 e'^2 \left(1 - 1179/400 e'^2 \right), \quad (5.26)$$

$$A_8 = 231/640 e'^2. \quad (5.27)$$

Para se determinar a latitude ϕ_1 que corresponde ao comprimento de arco meridiano $B = x$, o procedimento é baseado em aproximações sucessivas, como segue:

$$\phi_1 = x/A_0c . \quad (5.28)$$

Com o valor de ϕ_1 assim encontrado, calcula-se o comprimento do arco meridiano $B_{(1)}$, utilizando-se (5.20), para essa latitude. Daí, calcula-se de forma iterativa, novo valor para a latitude com a seguinte expressão:

$$\phi_2 = \phi_1 + x - B_{(1)}/A_0c . \quad (5.29)$$

Daí, calcula-se o novo valor para o arco meridiano $B_{(2)}$, utilizando-se novamente (5.20), repete-se sucessivamente a operação utilizando-se (5.29) e (5.20), até que $B_{(n)}$, calculado através de (5.20) seja igual a \underline{x} . A latitude ϕ_n correspondente ao comprimento de arco meridiano $B = x$, será utilizada para a determinação das coordenadas geodésicas (ϕ, λ) procuradas para o par de pontos, bem como para o cálculo da convergência meridiana.

5.2.1.5 Cálculo da convergência meridiana

Segundo Blachut et al (1979), a representação do meridiano central de uma projeção, está orientada na direção x do quadriculado. À medida que nos afastamos do meridiano central, os meridianos vão se deformando, e a direção x num determinado ponto, não corresponde ao meridiano verdadeiro, isto é, o norte de quadrícula não coincide com o norte Geográfico.

A convergência meridiana pode ser obtida a partir das coordenadas TM ou Geodésicas. Sobre o elipsóide de referência os azimutes geodésicos são contados a partir do norte geográfico, no sentido horário. A Figura 16, mostra uma representação da convergência meridiana.

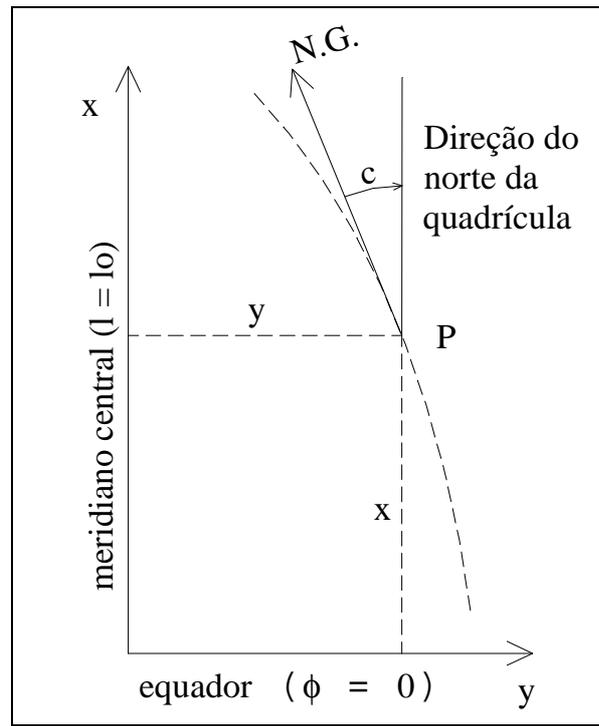


FIGURA 16 - Convergência meridiana

A convergência pode ser calculada a partir das coordenadas TM (x, y) através de (Blachut et al, 1979):

$$C = b_7 y + b_9 y^3 + b_{11} y^5 + \dots, \quad (5.30)$$

sendo que os coeficientes abaixo são funções da latitude ϕ_1 , utilizando-se o valor de ϕ_n , correspondente ao comprimento do arco meridiano $B = x$, encontrado através de cálculo iterativo em (5.29).

$$b_7 = P_1^{-1} \sin \phi_1 = c^{-1} \sin \phi_1 \left[(1/\cos \phi_1)^2 + e'^2 \right]^{1/2}, \quad (5.31)$$

$$b_9 = -1/3 P_1^{-3} \sin \phi_1 (1 - e'^2 \cos^4 \phi_1 - 2e'^4 \cos^6 \phi_1), \quad (5.31)$$

$$b_{11} = 1/15 P_1^{-5} \sin \phi_1 (3 - \cos^2 \phi_1 + \dots), \quad (5.33)$$

⋮

Uma vez que a longitude λ esteja dentro do intervalo $\lambda_0 \pm 3^\circ 30'$, três termos da série são suficientes para calcular C com um erro menor que $0,001''$.

A Figura 17 mostra a convergência para pontos localizados em quatro posições diferentes dentro de um fuso.

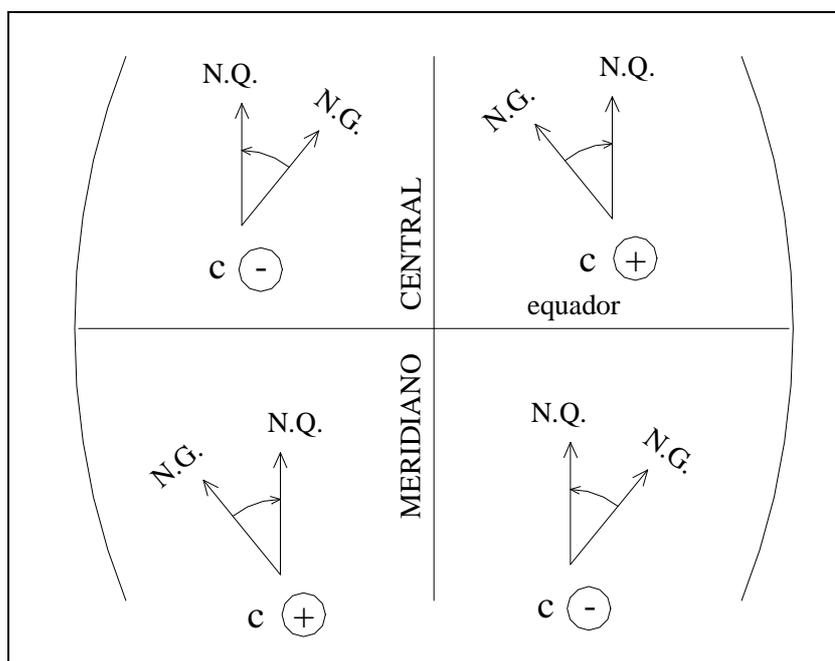


FIGURA 17 - Convenção de sinais para a convergência

O sinal da convergência tem o seguinte significado:

(-) \Rightarrow Rotação anti-horária a partir do Norte-Geográfico.

(+) \Rightarrow Rotação horária, a partir do Norte-Geográfico.

Após a obtenção das coordenadas geodésicas dos pontos (origem e interesse), calcula-se a latitude média entre eles.

5.2.1.6 Cálculo do fator de escala médio

O fator de escala médio k_m é calculado através da expressão:

$$k_{m_i} = k_0 * (1 + XVIII * q_{ab} + 0,00003 * q_{ab}^2), \quad (5.34)$$

onde:

k_0 é o fator de escala para o meridiano central é igual a 0,9996,

$$q_{ab} = 1/3 * (q_a * q_b + q_a^2 + q_b^2), \quad (5.35)$$

onde:

$$q_a = (E_0 - 500000) * 0,000001, \quad (5.36)$$

$$q_b = (E_i - 500000) * 0,000001, \quad (5.37)$$

$$XVIII = (1 + e'^2 * \cos \phi_m) / (2 * N_m^2) / k_0 * 10^{12}, \quad (5.38)$$

onde a grande normal é escrita por:

$$N_m = a / (1 - e^2 \sin^2(\phi_m))^{1/2}. \quad (5.39)$$

5.2.1.7 Cálculo da distância elipsoidal (S_e)

A distância elipsoidal é a medida linear do arco entre os pontos, medida sobre a superfície do elipsóide de referência. No plano é representada pela transformada. A distância elipsoidal é dada por:

$$S_e = \text{dist}_{p_{oi}} / k_{m_i}, \quad (5.40)$$

onde dist_p é a distância plana, calculada em (5.6) e k_m é o fator de escala médio calculado em (5.34).

5.2.1.8 Redução angular (Ψ)

É o angulo formado entre o lado plano e o lado elipsóidico, e calculado através de:

$$\text{psiv} = m_i * (x_2 - x_1) * (2y_1 + y_2) / 3, \quad (5.41)$$

onde, para que o resultado seja expresso em segundos de arco:

$$m_i = \left(321.14 / c * (1 + e'^2 \cos^2 \phi_m) \right)^2, \quad (5.42)$$

Para que o resultado seja expresso em radianos, deve-se fazer a seguinte transformação:

$$\text{Rdang} = \text{psiv} / 206264,806247. \quad (5.43)$$

A Figura 18, mostra a representação da redução angular e do azimute plano.

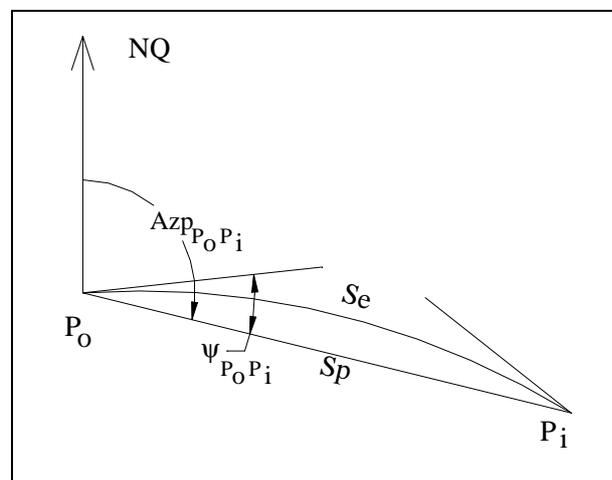


Figura 18 - Azimute plano e redução angular

5.2.1.9 Altura média

O plano de trabalho no sistema topográfico local deve estar elevado a uma altura ortométrica média, definida como origem da rede de cadastro municipal, conforme NBR 14.166, ou então adota-se a altura média na região de trabalho, da seguinte forma:

$$H_m = (H_o + H_i) / 2. \quad (5.44)$$

5.2.1.10 Distância plana (disth)

É a distância plana entre dois pontos, corresponde à corda da transformada, e o seu valor pode ser obtido através de:

$$\text{disth}_{oi} = S_p * (R_a + H_m) / R_a, \quad (5.45)$$

onde:

H_m é a altura média,

$$R_a = 1 / \left(\frac{\text{sen}^2(Az_{v_{oi}})}{N_m} + \frac{\text{cos}^2(Az_{v_{oi}})}{M_m} \right). \quad (5.46)$$

A componente R_a de (5.46) é o raio de curvatura da seção normal de azimute $Az_{v_{oi}}$ (azimute da base) para a latitude ϕ_m (latitude média da base), pode ser obtido da fórmula de EULER (Camil, 1977).

M_m é o raio de curvatura da seção meridiana e pode ser obtido através de:

$$M_m = a (1 - e^2) / \left(1 - e^2 \text{sen}^2(\phi_m) \right)^{3/2}. \quad (5.47)$$

5.2.1.11 Distância plana (dh)

A distância horizontal reduzida ao plano do STL, elevado a uma altura média H_m , é igual a:

$$dh = R_m * S_e / (R_m - H_m). \quad (5.48)$$

onde todos os elementos já foram descritos nas expressões anteriores.

5.2.1.11 Cálculo das coordenadas STL

As coordenadas do ponto de interesse no STL são calculadas a partir das coordenadas STL do ponto origem, através de:

$$X_{i(L)} = X_{0(L)} + dh * \text{sen}Azv, \quad (5.49)$$

$$Y_{i(L)} = Y_{0(L)} + dh * \text{cos}Azv. \quad (5.50)$$

5.3 Integração a partir de observáveis

Na integração de topografia e GPS, é também possível trabalhar com os resultados advindos do GPS, e as observáveis de uma estação total, num mesmo coletor, onde os dados de entrada são processados. Para tanto, os resultados do processamento com o GPS, devem ser convertidos para os tipos de observações coletadas numa estação total, quais sejam: distância, diferença de altura e direção/azimutes. Trata-se do que está sendo designado de integração a partir de observáveis.

Neste caso, o processamento é realizado como se fosse um levantamento topográfico, mas, na realidade, parte dessas observáveis foram

geradas de levantamento GPS. Exemplo de equipamento que permite essa integração é o SDR33 da Sokkia.

Considerando-se X_i, Y_i, Z_i as coordenadas cartesianas de um ponto i , posicionando-se um coletor GPS, com capacidade RTK, numa estação base (i), e um receptor móvel numa estação de interesse (j), pode-se obter as componentes $\Delta X_i, \Delta Y_i$ e ΔZ_i . que são as componentes do vetor das coordenadas cartesianas entre os pontos i e j. Essas componentes podem ser transformadas em $\Delta E, \Delta N$ e Δh a partir das seguintes transformações:

$$\begin{bmatrix} \Delta E \\ \Delta N \\ \Delta h \end{bmatrix} = R_0 \begin{bmatrix} \Delta X_i \\ \Delta Y_i \\ \Delta Z_i \end{bmatrix}, \quad (5.51)$$

onde R_0 é a matriz de rotação:

$$R_0 = \begin{bmatrix} -\sin \lambda & \cos \lambda & 0 \\ -\sin \phi \cos \lambda & -\sin \phi \sin \lambda & \cos \phi \\ \cos \phi \cos \lambda & \cos \phi \sin \lambda & \sin \phi \end{bmatrix}. \quad (5.52)$$

De posse de $\Delta E, \Delta N$, pode-se então obter o azimuth da direção desde a estação até o ponto visado, através da expressão:

$$Az_{ij} = \arctg(\Delta E/\Delta N) + (H_2/2R_\alpha) * e'^2 * \sin(2Az_{ij}) \cos^2 \phi_m, \quad (5.53)$$

onde:

H_2 é a altura geométrica do ponto visado,

R_α é o raio de curvatura da seção normal de azimuth Az_{ij} , conforme (5.46),

e'^2 é a segunda excentricidade definida em (5.2),

tem-se ainda que a distância espacial L é dada por:

$$L = \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2 + (\Delta Z)^2}, \quad (5.54)$$

$$\Delta H = \sqrt{L^2 + (R_\alpha + H_1)^2 + 2 * (R_\alpha + H_1) \Delta h} - (R_\alpha + H_1), \quad (5.55)$$

onde:

H_1 é a altura geométrica da estação, e os demais termos já foram definidos.

Obtem-se desta forma, L , ΔH e Az , que usualmente são fornecidos por uma estação total. Se esses valores forem armazenados em um coletor único, que possibilita ser acoplado tanto à estação total, quanto ao receptor GPS, dependendo da necessidade de momento, a integração torna-se viável.

5.4 Integração a partir de transformações

Conforme visto no capítulo Referenciais Geodésicos, as coordenadas geodésicas são as projeções sobre a superfície do elipsóide de referência dos pontos situados sobre a superfície da Terra, ou próximos a esta. Assim também, as coordenadas dos STL, são projeções dos pontos da superfície terrestre ou próximos a esta, sobre uma superfície plana.

A pluralidade de referenciais não é aceita nos produtos cartográficos, assim sendo, deve-se aplicar modelos matemáticos de transformação de coordenadas, a fim de que as informações sejam consolidadas em um único referencial (Marini, 2000). As transformações são métodos matemáticos que possibilitam a correspondência de ponto a ponto e expressam a relação entre os sistemas de coordenadas (Bugayevskiy, 1995).

O processo de georeferenciamento, portanto, é possibilitar a correspondência de cada ponto no STL, em uma posição com relação a um sistema de referência geocêntrico.

5.4.1 Transformação de coordenadas no plano

Transformação de coordenadas é o processo para se obter as coordenadas de um ponto referenciadas a um sistema, nas coordenadas do mesmo ponto, referenciadas em outro sistema, e para isso, existem várias formas de se fazer. O estudo geométrico de um objeto em dois espaços é geralmente feito através de um conjunto de pontos dados em ambos os espaços. Dependendo do tipo de transformação, um certo número de pontos pode ser insuficiente, suficiente ou super-abundante. A complexidade do modelo depende da realidade física e do rigor de precisão exigido (Lugnani, 1987).

A mais simples é a que permite somente uma translação da origem do sistema ou somente da rotação de seus eixos. Processos mais complexos permitem translações, rotações, mudanças de escalas que podem ocorrer com um mesmo valor para os dois eixos, ou valores diferentes tanto para X, quanto para o eixo Y e pode ainda acontecer a não perpendicularidade entre os eixos de um dos sistemas.

Pode-se realizar as seguintes transformações: transformação de corpo rígido, transformação de similaridade, isogonal ou conforme de Helmert, transformação ortogonal e transformação afim, e o desenvolvimento para a determinação dos parâmetros de transformação da transformação mais usual.

A seguir apresenta-se os seis parâmetros que podem existir entre um sistema de coordenadas e outro:

- a_0 translação de origem na direção X,
- b_0 translação da origem na direção Y,
- α rotação de eixos de um sistema de coordenadas em relação a outro,
- S_x mudança de escala no eixo X,
- S_y mudança de escala no eixo Y,
- ε não ortogonalidade entre os eixos de um dos sistemas de coordenadas.

5.4.1.1 Transformação de corpo rígido

Esta transformação contém três parâmetros: a_0 , b_0 , e α . O seguinte modelo matemático é adotado:

$$X = a_0 + x * \cos \alpha - y * \sin \alpha \quad e \quad (5.56)$$

$$Y = b_0 + x * \sin \alpha + y * \cos \alpha \quad . \quad (5.57)$$

As equações são utilizadas somente nos casos de dois sistemas bem definidos e que possuem a mesma escala (Chaves, 1998).

5.4.1.2 Transformação de Similaridade, Isogonal ou Conforme de Helmert

Adiciona-se aos três parâmetros anteriores, o fator de escala, igual para os dois eixos. Desta forma, as expressões são:

$$X = a_0 + S * x * \cos \alpha - S * y * \sin \alpha \quad e \quad (5.58)$$

$$Y = b_0 + S_x * x * \text{sen } \alpha + S_y * y * \text{cos } \alpha . \quad (5.59)$$

Recomenda-se sua aplicação quando os sistemas são bem definidos, porém em escalas diferentes (Chaves, 1998).

5.4.1.3 Transformação ortogonal

Esta transformação é caracterizada por cinco parâmetros: a_0 , b_0 , α , S_x , S_y . As expressões matemáticas são:

$$X = a_0 + S_x * x * \text{cos } \alpha - S_y * y * \text{sen } \alpha \quad \text{e} \quad (5.60)$$

$$Y = b_0 + S_x * x * \text{sen } \alpha + S_y * y * \text{cos } \alpha . \quad (5.61)$$

É utilizada quando os sistemas apresentam escalas diferentes nos eixos X e Y (Chaves, 1998).

5.4.1.4 Transformação Afim

Nesta transformação é acrescentada à anterior, a não ortogonalidade dos eixos de um dos sistemas, e as expressões matemáticas são:

$$X = a_0 + S_x * x * \text{cos } \alpha - S_y * y * (\text{sen } \alpha + \text{sen } \epsilon * \text{cos } \alpha) \quad \text{e} \quad (5.62)$$

$$Y = b_0 + S_x * x * \text{sen } \alpha + S_y * y * (\text{cos } \alpha - \text{sen } \epsilon * \text{sen } \alpha) . \quad (5.63)$$

5.4.2 Estimativa dos parâmetros de transformação

Apresenta-se a seguir o procedimento para estimar os parâmetros de transformação. Tal procedimento será restrito ao caso da transformação conforme por se tratar do tipo de transformação mais utilizado nesse tipo de integração. A transformação de coordenadas conforme, também é conhecida como transformação de similaridade dos quatro parâmetros, tem a

característica de manter a forma após a transformação. Ela é tipicamente usada em levantamentos em que se deseja mudar de um sistema de coordenadas para outro, desde que se conheça um determinado número de pontos comuns em ambos os sistemas.

A escala e a rotação são definidas por um parâmetro cada e a translação por outros dois, resultando portanto em quatro parâmetros. Assim, com o mínimo de dois pontos, os quatro parâmetros podem ser determinados. Porém para as aplicações que exigem qualidade, deve-se aplicar o ajustamento pelo método dos mínimos quadrados, exigindo portanto, um número de pontos maior que o mínimo necessário.

Considerando-se a presença de n estações com coordenadas conhecidas em dois referenciais distintos A e B, pode-se escrever o seguinte conjunto de equações:

$$X_{A_1} = a_0 + S * [X_{B_1} \cos \alpha - Y_{B_1} \sin \alpha] , \quad (5.64)$$

$$Y_{A_1} = b_0 + S * [X_{B_1} \sin \alpha + Y_{B_1} \cos \alpha] , \quad (5.65)$$

⋮

$$X_{A_n} = a_0 + S * [X_{B_n} \cos \alpha - Y_{B_n} \sin \alpha] , \quad (5.66)$$

$$Y_{A_n} = b_0 + S * [X_{B_n} \sin \alpha + Y_{B_n} \cos \alpha] . \quad (5.67)$$

Os parâmetros a determinar são a_0 , b_0 , $S * \cos \alpha$ e $S * \sin \alpha$. Os dois últimos serão designados por c e d . Logo, as equações (5.64) a (5.67) podem ser reescritas, na forma matricial, com:

$$\begin{bmatrix} X_{A_1} \\ Y_{A_1} \\ \vdots \\ X_{A_n} \\ Y_{A_n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & X_{B_1} & -Y_{B_1} \\ 0 & 1 & X_{B_1} & Y_{B_1} \\ \vdots & & & \\ 1 & 0 & X_{B_n} & -Y_{B_n} \\ 0 & 1 & X_{B_n} & Y_{B_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ b_0 \\ c \\ d \end{bmatrix}. \quad (5.68)$$

Trata-se de um sistema de equações com $2*n$ equações e 4 parâmetros a determinar. Na realidade, é um modelo envolvendo o método combinado de ajustamento, pois não há como separar as observações dos parâmetros. Com algumas simplificações, pode-se adotar o método paramétrico. Para tanto, deve-se assumir que o conjunto de coordenadas envolvidas no referencial B, não apresenta variabilidade. Neste contexto pode-se pensar que as coordenadas do referencial B estão associadas àquele de melhor qualidade, no caso o GPS. Neste caso, a equação (5.68) pode ser colocada na forma do método paramétrico. Basta acrescentar o vetor dos resíduos no lado direito, e designar a matriz que multiplica os parâmetros por A. Logo, por ser modelo linear, pode-se escrever:

$$V = A X - L_b, \quad (5.69)$$

com:

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & X_{B_1} & -Y_{B_1} \\ 0 & 1 & X_{B_1} & Y_{B_1} \\ \vdots & & & \\ 1 & 0 & X_{B_n} & -Y_{B_n} \\ 0 & 1 & X_{B_n} & Y_{B_n} \end{bmatrix} \quad L_b = \begin{bmatrix} X_{A_1} \\ Y_{A_1} \\ \vdots \\ X_{A_n} \\ Y_{A_n} \end{bmatrix}. \quad (5.70)$$

Deve-se associar às coordenadas do referencial A, uma MVC, que representa suas incertezas. Assumindo-se que todas as coordenadas apresentam mesma precisão, pode-se adotar $P = I$.

Como se trata de modelo linear, pode-se aplicar diretamente as seguintes expressões (Camil, 1994):

$$A\hat{X} = L_b + V \quad e \quad (5.71)$$

$$\hat{X} = (A^T P A)^{-1} A^T P L_b. \quad (5.72)$$

onde:

\hat{X} é o vetor das incógnitas,

L_b é o vetor dos valores observados.

O vetor das incógnitas proporciona os parâmetros \underline{a}_0 , \underline{b}_0 , \underline{c} e \underline{d} , das equações (5.68), os quais possibilitam obter as coordenadas dos demais pontos de coordenadas conhecidas no sistema B para o sistema A.

Após o ajustamento, o fator de escala S e o ângulo de rotação α , podem ser calculados através das equações:

$$\alpha = \tan^{-1}(d/c) \quad e \quad (5.73)$$

$$S = c/\cos(\alpha) . \quad (5.74)$$

6 EXPERIMENTOS REALIZADOS

6.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se os dois experimentos realizados para analisar a potencialidade do uso do GPS em obras de engenharia. Um deles trata da verificação das componentes horizontais e foi realizado em Presidente Prudente. O outro, para a verificação da componente vertical, foi realizado em Lins. Descreve-se a seguir as áreas escolhidas para testes, os equipamentos utilizados, a forma de coleta dos dados, o processamento e a apresentação dos resultados obtidos.

6.2 Experimento para verificação das componentes horizontais

6.2.1 Área teste

Para este experimento os dados foram coletados em uma área teste de 13,20 ha, situada em Presidente Prudente, onde foi implantado o loteamento denominado “Residencial Anita Tiezzi”. A localização da área em relação ao campus da UNESP, pode ser vista na Figura 19.

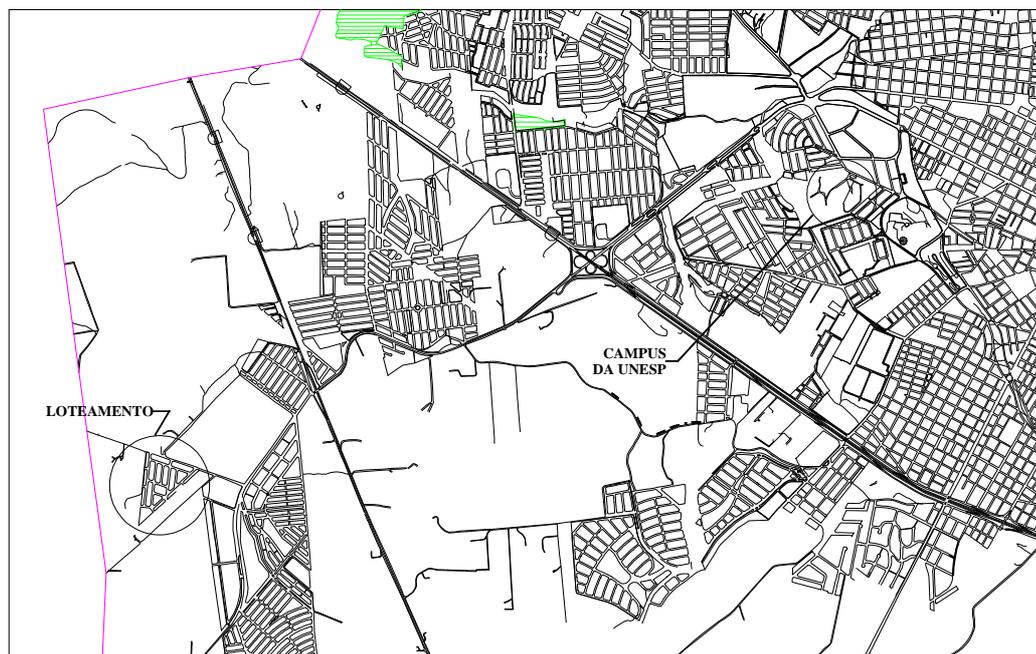


FIGURA 19 - Localização do loteamento em relação ao Campus da Unesp
Fonte: planta na escala 1:15.000 da P. M. de Presidente Prudente

A definição da área para este projeto levou em consideração o fato de: Tratar-se de um loteamento recentemente implantado, e possibilitar a identificação das quadras e lotes, para simular a locação das divisas dos lotes. Além disso, era importante que tivesse baixo índice de ocupação e também apresentasse baixo índice de arborização, de forma a permitir ampla visibilidade do horizonte; requisito importante para a utilização do GPS. Um outro fator importante foi a possibilidade de aquisição do projeto no formato digital. A escolha foi auxiliada pelo Departamento de Planejamento da Prefeitura Municipal de Presidente Prudente, que fez a indicação dos loteamentos passíveis de servirem como área teste.

6.2.2 Planejamento

Foram definidos seis pontos, estrategicamente distribuídos, de forma que a área objeto da pesquisa fosse totalmente abrangida. Os pontos localizam-se nos cruzamentos dos alinhamentos das quadras, e locados através de cálculos efetuados a partir do projeto do loteamento. Em virtude da existência de algumas construções, não foi possível a obtenção direta destes cruzamentos, pois a linha de visada foi prejudicada por tais elementos.

Em vista da informação de que os trechos retos das guias foram locados para que pudessem ser executados, com exceção das curvas de concordância, optou-se por calcular, através do projeto, o ângulo formado entre os respectivos alinhamentos, e conseqüentemente a sua bissetriz. De posse desta, e do alinhamento da quadra foi possível calcular as coordenadas da interseção entre essas duas retas. Por intermédio das coordenadas dos pontos das interseções das guias e dos alinhamentos de quadras, calculou-se a distância entre eles.

No campo, posicionou-se a linha de visada na direção da bissetriz do ângulo formado pelos alinhamentos das guias e marcou-se a distâncias calculadas em projeto. Entretanto, foram verificadas pequenas divergências nas bissetrizes, entre os valores obtidos através do projeto e das leituras feitas no campo, como indica a Tabela 7.

Tabela 7 – Valores obtidos através de projeto e de locação no campo

Pontos	Cálculo pelo projeto			Demarcação no terreno		
	Distância	Angulo	Bissetriz	Distância	Angulo	Bissetriz
P1	5,816	62°06'26"	31°03'13"	5,813	62°01'10"	31°00'35"
P2	4,827	76°51'24"	38°25'42"	4,827	76°48'20"	38°24'10"
P3	3,830	103°08'36"	51°34'18"	3,830	102°59'10"	31°00'35"
P4	8,559	90°00'00"	45°00'00"	8,558	91° 21'10"	45°40'35"
P5	4,827	76°51'24"	38°25'42"	4,828	77° 11'20"	38°35'40"
P6	5,815	62°06'26"	31°03'13"	5,815	62°08'10"	31°04'05"

Desta forma, ficou prejudicado o objetivo de se locar um lote escolhido aleatoriamente, através de suas coordenadas de projeto. Assim, optou-se por ocupar os pontos que serviriam de base para a topografia, com o coletor GPS para determinar suas coordenadas por essa técnica, fazendo-se a transformação dessas coordenadas para coordenadas no STL e retornar a esses pontos através de levantamento relativo cinemático RTK e atender aos objetivos de verificar a qualidade de locação com GPS/RTK.

Os pontos foram materializados no terreno por meio de pregos fixados no asfalto, e para facilitar a visualização no retorno a esses pontos, para posterior reocupação, foi feita sinalização utilizando-se durepox. Tal procedimento foi feito, procurando simular a locação de um projeto de loteamento, em que se utiliza os vértices da poligonal de apoio. Normalmente faz-se um levantamento topográfico da área, para a execução do projeto urbanístico, utilizando-se de uma poligonal, cujos vértices devem permanecer até os trabalhos de locação dos elementos que constituem o loteamento. Deve-se levar em consideração o intervalo de tempo entre o levantamento inicial, até a locação, que normalmente só ocorre após a aprovação final do projeto. Só então, volta-se aos

pontos da poligonal de apoio, para a locação das divisas dos lotes. Os resultados desta pesquisa, servem também para a utilização da técnica em locações dos elementos das fundações das construções.

A Figura 20, mostra a forma como foram distribuídos os pontos na área objeto de estudo, e as monografias da localização dos pontos, encontra-se no anexo A.

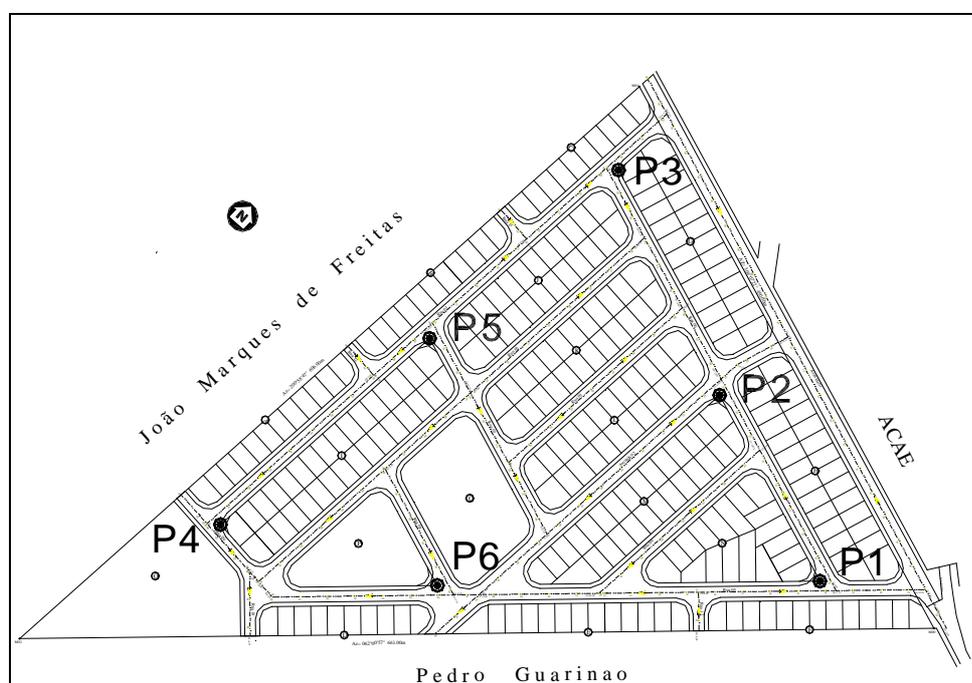


FIGURA 20 – Disposição dos pontos GPS na área teste

6.2.3 Equipamentos e Coleta dos Dados

Para a primeira fase do experimento, o equipamento utilizado para a coleta de dados GPS, foi o modelo 4600 LS *Surveyor*, fabricado pela *Trimble Navigation*. Esse equipamento possui 8 (oito) canais dedicados ou paralelos, isto é, cada canal rastreia continuamente um dos satélites visíveis.

Permite a coleta da pseudodistância e da portadora L_1 , com precisão relativa para dados pós-processados de 5 mm (2drms). A antena do receptor foi cuidadosamente posicionada sobre os pontos, através de um apoio acoplado a um tripé.

Adotou-se o método relativo estático rápido, utilizando-se como base, a Estação UEPP, situada no campus da FCT/UNESP, pertencente à Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) (Fortes, 1997). A taxa de coleta no receptor estava ajustada para 15 segundos, que é a mesma taxa da estação da RBMC, e o sistema referenciado ao WGS-84.

O equipamento utilizado em campo, durante toda a ocupação, estava ajustado para que o tempo mínimo de coleta dos dados (da ordem de 20 minutos) pudesse conter dados suficientes para que a ambigüidade fosse solucionada no processamento, conjuntamente com as coordenadas da estação.

Em uma primeira etapa foram coletadas observações nos pontos numerados seqüencialmente de P1 a P5, no dia 4 de julho de 1998, no período compreendido entre 12 horas e 45 minutos e 16 horas.

Na seqüência dos trabalhos, no dia 28 de agosto de 1998, foram feitas novas coletas nesses pontos, acrescentando-se aos pontos já existentes, o ponto de número P6.

Foi escolhido um horário diferente do levantamento realizado anteriormente, desta vez com início às 16 horas e término às 19 horas e 30 minutos, para que a geometria dos satélites visíveis se apresentasse de forma diversa da anterior.

6.2.4 Processamento dos dados

Posteriormente, utilizou-se o software *GPSurvey* Versão 2.2 da *Trimble* para a realização dos trabalhos de pós-processamento dos dados coletados. O referido software é utilizado no processamento de dados dos receptores *Trimble* Série 4000, nos métodos estático, cinemático e estático rápido com L1. O sistema é composto ainda de um programa de ajustamento de rede (*Trimnet*), de um programa de planejamento (*QuickPlan*), de um programa de descarga de dados (*GPLoad*) e ainda os utilitários para transformação de coordenadas (*GPTrans*) e exportação em arquivos padrão DXF.

Em virtude das observações no campo terem sido feitas em duas datas diferentes, primeiramente foi aberto um projeto no *GPSurvey* para cada uma das datas, e feito o processamento. Em seguida, utilizou-se o programa de ajustamento em rede (*Trimnet*), e todas as observações obtidas foram processadas em conjunto. O passo seguinte foi atualizar as coordenadas finais para o *GPSurvey*.

Os resultados após o processamento dos dados se apresentaram em coordenadas geodésicas (latitude, longitude e altura geométrica), relacionadas ao Sistema Geocêntrico utilizado pelo GPS (WGS-84). Foi então feita a transformação para coordenadas plano retangulares no sistema UTM, ainda no datum WGS-84, cujos resultados constam da tabela 8.

Tabela 8 – Coordenadas dos pontos após processamento dos dados (MC: 51° W)

Ponto	Coordenada E (m)	Coordenada N (m)	Altura Geométrica (m)	σ_E (m)	σ_N (m)	σ_h (m)
P1	452605,875	7.551.250,458	433,047	0,007	0,006	0,017
P2	452.461,594	7.551.300,521	428,253	0,005	0,005	0,010
P3	452.298,375	7.551.371,575	426,370	0,007	0,007	0,015
P4	452.258,036	7.550.988,621	421,796	0,007	0,006	0,013
P5	452.279,411	7.551.189,968	430,064	0,005	0,004	0,010
P6	452.403,445	7.551.061,665	417,390	0,009	0,007	0,023

6.2.5 Locação dos pontos utilizando GPS/RTK

Para a simulação da execução de um projeto de loteamento, as coordenadas plano retangulares do sistema UTM foram transformadas para o Sistema Topográfico Local. Para essa operação foi utilizado software desenvolvido por Camargo⁵. Esse software executa transformações de coordenadas plano retangulares do sistema UTM, referenciados a vários sistemas de referência, tais como WGS-84, SAD-69, etc., para o sistema de coordenadas locais, utilizando fórmulas constantes no capítulo 5.2.1. Para o STL adotado na transformação, foi estabelecido o ponto P1 como origem, atribuindo-se valores arbitrários para as coordenadas, e os valores transformados constam da Tabela 9.

⁵ CAMARGO P. O. (Deptº de Cartografia, UNESP – FCT Presidente Prudente). Programa UTM_Local.

Tabela 9 – Transformação das coordenadas UTM em STL

Pontos	Coordenadas UTM		Coordenadas do STL	
	E (m)	N (m)	X(m)	Y(m)
P1	452605,875	7.551.250,458	1.000,0000	1.000,0000
P2	452.461,594	7.551.300,521	855,8076	1.050,5212
P3	452.298,375	7.551.371,575	692,7326	1.122,0998
P5	452.258,036	7.550.988,621	673,2109	940,4712
P4	452.279,411	7.551.189,968	651,2177	739,1014
P6	452.403,445	7.551.061,665	796,9109	811,7373

Com as coordenadas dos pontos referenciadas ao STL, que é o sistema cartesiano utilizado nos projetos de engenharia, é possível simular a execução de um projeto de loteamento pela área definida pelos pontos. Importante lembrar que além destes pontos levantados pelo GPS, a área poderia contar com um número maior de pontos definidores da divisa, ou poderia ainda haver integração com a topografia. Não houve a preocupação de aumento de pontos neste trabalho, pois o número utilizado foi considerado suficiente para se fazer o teste.

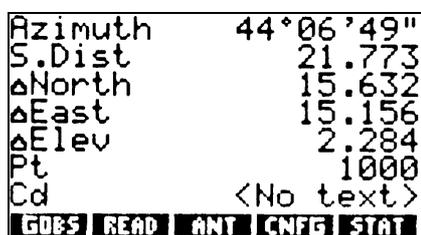
De posse das coordenadas dos vértices dos lotes, quadras e demais elementos de interesse na locação de um loteamento, volta-se a campo para materializar o projeto. Para essa operação, utiliza-se preferencialmente os mesmos pontos de referência utilizados no levantamento inicial para efetuar a locação.

Para a realização da locação, utilizou-se uma estação GPS da SOKKIA. Na estação base foi colocado um receptor GSR2200 de dupla frequência, um rádio para transmitir as observações, suas respectivas antenas, bem como as fontes de energia. O receptor móvel foi composto por um receptor

GSR2200 de dupla frequência, um *link* de rádio para recebimento dos dados, suas respectivas antenas e acoplado ao receptor, um coletor de dados SDR33, que permite coletar dados em um mesmo trabalho através do sistema GPS/RTK, ou por uma Estação Total Eletrônica, com as devidas calibrações, para o mesmo sistema de coordenadas. O sistema é provido de solução de ambigüidade OTF, e ainda possui um algoritmo implementado para reduzir a latência para menos de um quarto de segundo.

A altura da antena estacionada na base foi medida em oito diferentes posições, e entrou-se com o valor médio no receptor. No receptor base, as únicas entradas necessárias foram a identificação do local de trabalho, e a confirmação da operação do *link* de rádio. No coletor acoplado ao receptor móvel foram informadas as coordenadas da estação base e o nome do trabalho.

A forma para a locação com esse equipamento, é colocar as coordenadas do ponto no coletor, através da função adicionar pontos, e com a função locar (*Setting out a Point*), efetuar-se o posicionamento. A Figura 21 mostra o visor do coletor em uma operação de locação.



Azimuth 44°06'49"
S.Dist 21.773
ΔNorth 15.632
ΔEast 15.156
ΔElev 2.284
Pt 1000
Cd <No text>
GDS READ ANT CNFG STAT

FIGURA 21 – Visor do coletor de dados

Nesta figura, tem-se:

- azimuth é o azimute da direção desde o receptor móvel ao ponto desejado;
- S. Dist é a distância inclinada entre a antena do receptor ao ponto desejado;
- Δ North A componente Norte do vetor desde a antena do receptor até o ponto desejado;
- Δ East é a componente Este do vetor desde a antena do receptor até o ponto a ser alcançado;
- Δ Elev é a diferença de elevação entre a antena do receptor até o ponto a ser alcançado;
- Pt é o número do ponto a ser alcançado;
- Cd apresenta informações do ponto a ser alcançado.

No entanto, para melhor controle da discrepância das coordenadas dos pontos, optou-se por fazer a reocupação dos 6 pontos de referência, e em cada um foi coletada uma série de 5 leituras, com o coletor ajustado para apenas uma época, com intervalo de 1 segundo.

O coletor utilizado estava ajustado para trabalhar com o sistema topográfico local. Desta forma, a locação de loteamento ou dos elementos de obras é facilitada, uma vez que as coordenadas não necessitam sofrer transformações para serem transferidas ao coletor.

Através desse procedimento na Tabela 10, são mostrados os valores das discrepâncias das coordenadas coletadas no ponto 2 com os valores

assumidos como verdadeiros, valores esses, obtidos durante a primeira etapa, ou que poderiam ter sido calculados.

Tabela 10 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P2.

H = 1,905 m, 11 satélites comuns

ID	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	$\Delta H(m)$
1000	-0,0066	0,0065	0,0529
1001	-0,0065	0,0086	0,0370
1002	-0,0061	0,0084	0,0368
1003	-0,0063	0,0082	0,0445
1004	-0,0069	0,0107	0,0405

Na Tabela 11, são apresentados os valores das discrepâncias das coordenadas coletadas no ponto P3, com relação àquelas consideradas como verdadeiras.

Tabela 11 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P3.

H = 1,897 m, 9 satélites comuns

ID	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	$\Delta H(m)$
1005	-0,0064	0,0177	0,0638
1006	-0,0031	0,0135	0,0897
1007	-0,0042	0,0137	0,0961
1008	-0,0046	0,0136	0,0922
1009	-0,0048	0,0148	0,0875

Na Tabela 12, são apresentados os valores das discrepâncias das coordenadas coletadas no ponto P5, com relação àquelas consideradas como verdadeiras.

Tabela 12 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P5

H = 1,893 m, 9 satélites comuns

ID	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	$\Delta H(m)$
1010	0,0108	-0,0127	0,0637
1011	0,0109	-0,0134	0,0551
1012	0,0115	-0,0130	0,0537
1013	0,0118	-0,0155	0,0681
1014	0,0118	-0,0182	0,0771

Na Tabela 13, são apresentados os valores das discrepâncias das coordenadas coletadas no ponto P4, com relação àquelas consideradas como verdadeiras.

Tabela 13 – Valores das discrepâncias das coordenadas do ponto P4.

H = 1,873 m, 9 satélites comuns

ID	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	$\Delta H(m)$
1015	-0,0016	-0,0002	0,0852
1016	-0,0003	0,0003	0,0874
1017	-0,0044	0,0028	0,0921
1018	-0,0052	0,0031	0,0872
1019	-0,0059	0,0033	0,0836

Na Tabela 14, são apresentados os valores das discrepâncias das coordenadas coletadas no ponto P4, com relação àquelas consideradas como verdadeiras.

Tabela 14 – Coordenadas coletadas no ponto P6

H = 1,873 m, 8 satélites comuns

ID	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	$\Delta H(m)$
1020	-0,0034	0,0051	0,0609
1021	-0,0051	0,0112	0,0405
1022	-0,0061	0,0116	0,0411
1023	-0,0073	0,0126	0,0247
1024	-0,0042	0,0125	0,0280

A Tabela 15, contém os valores dos erros médios quadráticos das componentes das observações de cada ponto, quando comparadas com as coordenadas dos pontos levantados na primeira etapa, e que serviram de referência para a execução de suposto projeto.

Tabela 15 – Qualidade das componentes horizontais dos pontos

Pontos	EMQ X (m)	EMQ Y (m)
P2	0,009	0,007
P3	0,015	0,005
P4	0,002	0,004
P5	0,015	0,011
P6	0,011	0,005

Na tabela 15, nota-se que todos os pontos analisados apresentaram valores do erro médio quadrático de uma observação isolada, sempre abaixo do valor das tolerâncias prescritas no início deste trabalho, ou seja, para a locação de lotes, o erro tolerável foi considerado de 2,00 cm, tomando-se o valor adotado na Alemanha, e que por bom senso deve ser utilizado.

Consequentemente, verifica-se que a qualidade e a eficiência da técnica empregada na realização desta pesquisa foram amplamente satisfatórias.

6.3 Experimento para Componente Vertical

6.3.1 Área teste

Com relação à componente vertical, o levantamento foi efetuado em uma área de 35,7458 Ha que equivale 14,77 alqueires. Essa área está situada no município de Lins, Estado de São Paulo. A escolha da área está relacionada ao fato de que no referido imóvel já existe um projeto de loteamento de chácaras de recreio, executado através de topografia, porém os lotes não estão demarcados. A área apresenta baixo índice de arborização, exceto em um pequeno trecho, onde existe um pomar. A localização da área em relação à cidade pode ser vista na Figura 22.

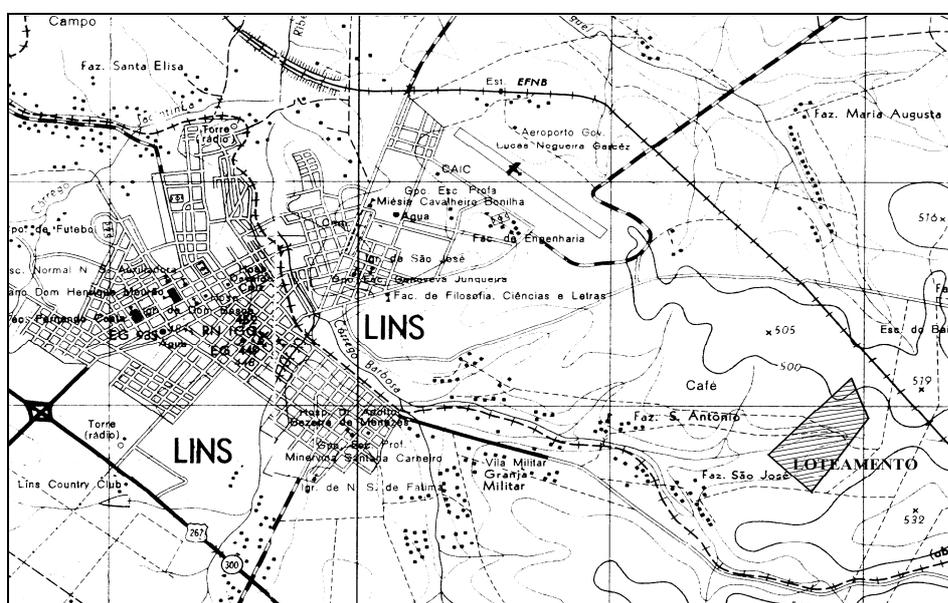


FIGURA 22 - Situação do loteamento em relação à cidade
Montagem a partir de planta na escala 1:50.000 do IBGE

6.3.2 Levantamento planialtimétrico para o projeto de loteamento através de topografia.

O levantamento foi realizado utilizando-se uma Estação Total da TOPCON, modelo GTS-203.

As especificações fornecidas pelo fabricante do equipamento utilizado são as seguintes:

- A precisão para medidas lineares o erro médio quadrático é de $\pm (5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm})$;
- A precisão para as medições angulares apresenta o desvio-padrão baseado na norma DIN 187232 de $10''$;
- Leitura mínima de $5''$.

A poligonal de apoio, utilizada no levantamento efetuado com a estação total é constituída de 14 pontos, monumentados com marcos de concreto, enterrados a uma profundidade aproximada de 40 centímetros, de forma a permitir sua reocupação quando da locação final das ruas, lotes e demais elementos constantes do projeto executivo.

A estação total utilizada permite a leitura das coordenadas do ponto visado, além do ângulo horizontal, ângulo vertical, da distância inclinada, da distância horizontal, e do desnível entre o eixo do aparelho e o centro do prisma visado. Desta forma, foi possível manter um controle para que os pontos cotados formassem uma malha reticulada, com aproximadamente 25,00 m de lado, e para uma melhor orientação em campo, foi imposta a coincidência do eixo Y, do sistema de coordenadas utilizado internamente na estação GTS-203, com a linha de divisa de maior comprimento.

O intervalo desse reticulado, foi escolhido pelo fato do terreno apresentar declividade constante em quase toda a área. Nos locais onde o terreno apresenta irregularidades, tais como as elevações do aterro do lago existente, dos aterros existentes à montante, construídos para evitar assoreamento do lago, assim como as depressões causadas pela área de empréstimo para a execução dos referidos aterros, dos limites do contorno do lago e do brejo existente, houve a preocupação de se densificar a coleta de pontos nesses locais, para que o levantamento represente o terreno o mais próximo da realidade.

Para o cálculos do levantamento planialtimétrico realizado, foi utilizado o software TopoGRAPH (TopoGRAPH, 1995), do módulo básico para o cálculo da poligonal, e das irradiações, fazendo-se uma rotação na orientação do eixo, de forma a coincidir com o norte verdadeiro.

Em seguida, foi utilizado o módulo gráfico do referido software, para a execução do MDT, e o parcelamento da área em lotes, que não é o trabalho de principal interesse desta investigação.

As coordenadas de todos os pontos calculadas pelo software topoGRAPH foram exportadas em formato ASC II através de arquivos .TXT ou .DAT, possibilitando entrada de dados no software topoEVN. O resultado deste trabalho pode ser visto na Figura 23.

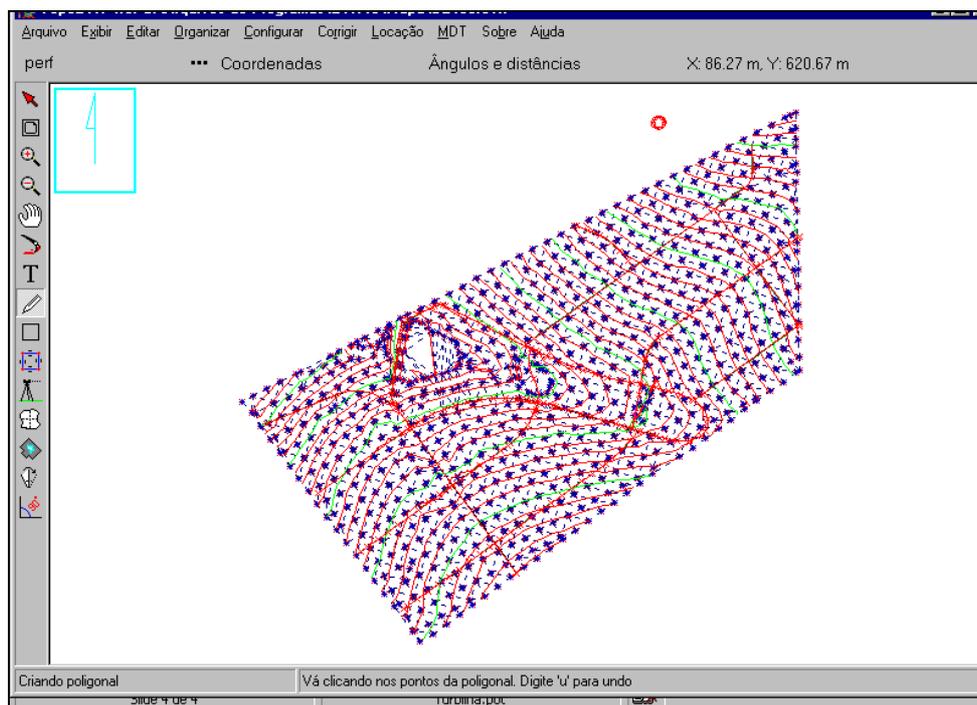


FIGURA 23 – Levantamento planialtimétrico realizado utilizando topografia

6.3.3 Planejamento, Coleta de dados e processamento de dados GPS

Para a coleta dos dados do posicionamento efetuado com GPS, foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Um equipamento para a coleta de dados GPS fabricado pela Ashtech. Inc., modelo Z-XII, possui 12 (doze) canais paralelos, permite a coleta do Código C/A, da portadora L_1 , do Código P_1 (Y_1), da portadora L_2 , e do Código P_2 (Y_2), com precisão relativa para dados pós-processados de $5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$ (2drms);
- Um equipamento para coleta de dados GPS fabricado pela Ashtech. Inc., modelo *Reliance*, possui 12 (doze) canais paralelos, permite a aquisição

do Código C/A e da portadora L_1 , com precisão relativa para dados pós-processado menor que 0,1 m;

- Software Reliance, versão 4.0 para o processamento dos dados.

O equipamento Ashtech Z-XII, foi utilizado para coletar dados no modo relativo estático, em combinação com a estação UEPP de Presidente Prudente, pertencente à RBMC, com a finalidade de se fazer o transporte das coordenadas para a estação utilizada como base. Essa estação foi devidamente monumentada através de um marco de concreto enterrado a uma profundidade de aproximadamente 30 centímetros, e que pode ser visto na Figura 24.



FIGURA 24 – Vista do marco que serviu de Estação Base

Para esse transporte, procurou-se fazer sessões de longa duração, de aproximadamente 4 (quatro) horas, com intervalo de coleta de 5", e destas, utilizou-se dados relativos aos 3 primeiros dias de coleta. Ao mesmo tempo em que esse equipamento serviu para coletar dados para o transporte de coordenadas para a base, com relação à estação UEPP, também foi utilizado como base, para o equipamento, *Reliance*, para a coleta das posições dos demais pontos

de interesse. Nas sessões iniciais, no *Reliance*, o intervalo de tempo de coleta em cada ponto foi de 20 segundos, com intervalo de 1 segundo. No equipamento que estava no ponto base, o intervalo de coleta foi de 5 segundos. Posteriormente o *Reliance* teve o intervalo de tempo de coleta alterado para 1 minuto em cada ponto com intervalo de 5 segundos, após a verificação que o resultado final não era afetado com a diminuição do intervalo de tempo, e disponibilizando maior capacidade de armazenagem de dados no receptor. Assim, também o intervalo de coleta do equipamento que estava na base foi alterado para 15 segundos.

Os dados foram coletados em vários dias, e foram agrupados durante o processamento em 13 sessões. Cada sessão é considerada como a coleta conjunta de dados entre o receptor base e o rover.

Os limites de cada sessão e o traçado das curvas de nível geradas a partir das alturas fornecidas pelo GPS podem ser vistos na Figura 25.

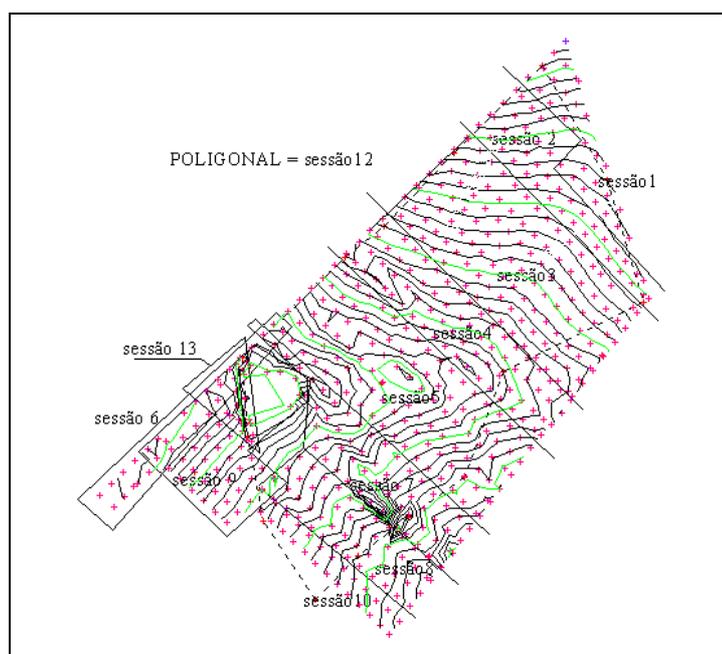


FIGURA 25 – Limites das sessões e curvas de nível geradas pelos dados GPS.

Em virtude da prioridade nesta pesquisa ser a componente vertical proporcionada pelo GPS, na Tabela 16, são mostrados o número de pontos e somente a média dos desvios-padrão das alturas obtidas para cada uma das sessões realizadas.

Tabela 16 – Média dos desvios-padrão da componente vertical de cada sessão

Sessões	Numero de pontos coletados	Média dos desvios-padrão da componente vertical (m)	Data da Coleta
1	22	0,080	13/10/1998
2	50	0,056	13/10/1998
3	120	0,054	13/10/1998
4	73	0,674	28/03/1999
5	111	0,966	31/03/1999
6	21	0,630	01/04/1999
7	56	2,633	01/04/1999
8	52	0,799	03/04/1999
9	51	0,340	18/05/1999
10	25	0,433	18/05/1999
11	2	0,385	18/05/1999
12	14	0,576	19/05/1999
13	19	0,095	19/05/1999

Pela análise dos valores obtidos, verificou-se que das 13 sessões realizadas, apenas as 3 (três) primeiras, efetuadas em outubro de 1998, puderam ser aproveitadas. Pela comparação visual do mapa altimétrico gerado pelas observações GPS, com o mapa gerado através da topografia, é possível verificar grandes discrepâncias nos trechos correspondentes às sessões 4, 5, 7 e 8. Pode-se confirmar esta situação ao se verificar os desvios-padrão das coordenadas dos pontos nos relatórios do processamento. Na tabela 17, é mostrado de forma

ilustrativa, trecho do relatório relativo a parte da coleta da sessão 4, realizada no dia 28 de março de 1999.

Tabela 17 - Relatório parcial do pósprocessamento

PONTOS	COORDENADAS UTM		h (m)	σ_N (m)	σ_E (m)	σ_h (m)	Dia e hora GMT	Modo de processamento
	51°							
	N	E						
500	7.601.945,155	633.600,983	471.522	1.226	1.160	0.683	03/28/99 14:17	decimetro
502	7.601.912,970	633.634,025	470.608	1.238	1.156	0.673	03/28/99 14:19	decimetro
503	7.601.897,305	633.649,967	470.192	1.242	1.155	0.669	03/28/99 14:20	decimetro
504	7.601.881,838	633.665,918	469.656	1.246	1.153	0.666	03/28/99 14:21	decimetro
505	7.601.864,685	633.683,336	468.897	1.250	1.152	0.663	03/28/99 14:22	decimetro
506	7.601.848,384	633.699,219	468.342	1.255	1.151	0.660	03/28/99 14:23	decimetro
507	7.601.831,382	633.716,038	467.755	1.259	1.149	0.657	03/28/99 14:23	decimetro
508	7.601.815,265	633.732,545	467.026	1.264	1.148	0.654	03/28/99 14:24	decimetro
509	7.601.798,322	633.749,885	466.398	1.268	1.146	0.651	03/28/99 14:25	decimetro

Apesar da detecção dos problemas ocorridos, decidiu-se não refazer as sessões que não apresentaram resultados satisfatórios, fazendo-se o aproveitamento apenas das que apresentaram baixos desvios padrão nos valores das coordenadas, pelos seguintes motivos:

- A área compreendida pelas sessões que apresentaram qualidade para se fazer uma avaliação (1, 2 e 3), equivale a aproximadamente 5,00 alqueires, que representa mais de 1/3 da área total, portanto, a extensão é bastante razoável para a pesquisa;
- Notou-se que o intervalo de tempo de duração das sessões que apresentaram discrepâncias significativas, era inferior a 20 minutos, não sendo possível solucionar as ambiguidades. Isso ocorreu devido à problemas com a antena do receptor móvel, e que tão logo foi percebido, fez-se a substituição do o cabo de conexão, porém, o problema não foi solucionado, haja vista tratar-se de problema na antena do receptor.

O único ponto em comum nos levantamentos executados pelas duas técnicas, GPS e topografia, foi utilizado como base para o receptor estacionário. O valor da altitude obtida para a base, através da topografia foi de 492,438. A altitude geométrica para a antena colocada na base foi de 488,3507 m. Considerando que a antena foi colocada sobre o bastão, sempre a uma altura constante de 1,795 m, o valor da altitude do ponto base é de 486,5557 m. Isto resulta em uma diferença entre as altitudes geométrica e ortométrica de 5,882 m.

Utilizando-se o software GEOCOM (Sá & Molina, 1995), no qual foram feitas as entradas dos valores das coordenadas do ponto base, obteve-se a ondulação geoidal para o referido ponto de 5,933 m.

Considerando-se as incertezas do transporte da altura ortométrica até o referido ponto, e também do cálculo da ondulação geoidal, pode-se considerar o resultado satisfatório.

Foi então, traçada uma linha base, a partir do ponto base, paralela à divisa de maior extensão, para se traçar perfis transversais a essa direção, tanto no mapa altimétrico a partir da topografia, quanto no do GPS.

A Figura 26 mostra o posicionamento dos perfis transversais do terreno, com espaçamento de 50,00 m, para permitir analisar pontos em praticamente toda a área, na qual as sessões GPS apresentaram baixos desvios-padrão para as coordenadas dos pontos levantados. Ainda com a finalidade de comparar valores, foi feito também um perfil em um trecho onde os valores resultantes do levantamento GPS não foram utilizados neste trabalho.

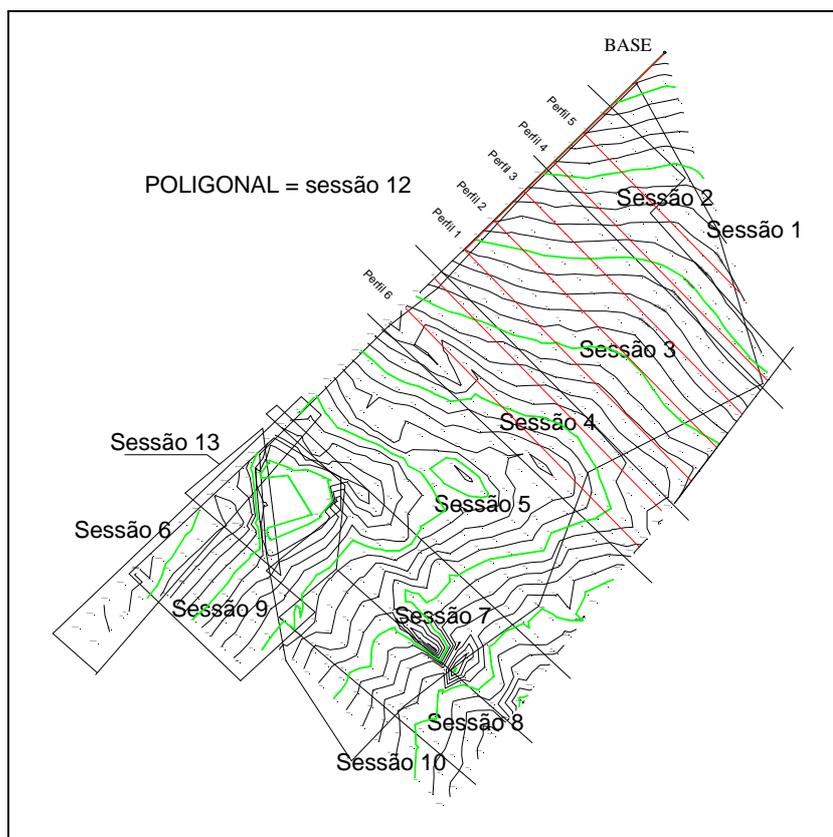


FIGURA 26 - Disposição dos perfis no terreno e curvas geradas pelos valores obtidos com GPS

Os perfís foram gerados no software topoEVN (TOPOEVN,1998), e para uma melhor visualização, os valores originais das altitudes obtidas em cada uma das técnicas empregadas foram mantidos. Em cada um dos perfis transversais são mostrados: os pontos gerados a cada 20 m; os valores das altitudes dos pontos obtidos por interpolações feitas no MDT obtido através da topografia; os valores das altitudes dos pontos através de interpolações feitas no MDT obtido pelo GPS; as diferenças entre essas altitudes para cada um dos pontos; assim como os valores das discrepâncias entre essas diferenças de altitudes e o valor da ondulação geoidal (5,933 m) obtida através do GEOCOM, para o ponto que serviu de base e assumida como constante na área teste.

Na Figura 27, são vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil1, assim como os valores relativos a esses pontos:

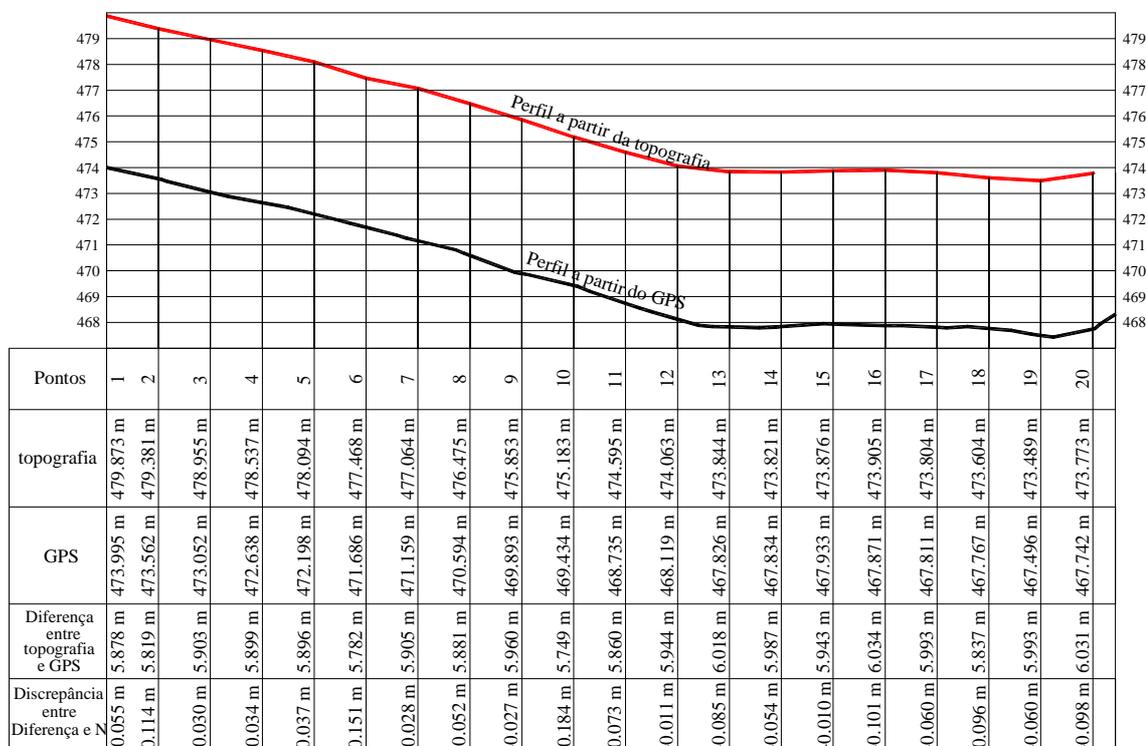


FIGURA 27 – Perfis do terreno referentes ao perfil 1

Para os pontos de 1 a 20, que pertencem ao Perfil 1, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,0081 m e o erro médio igual a 0,017 m.

O erro médio quadrático foi calculado a partir de:

$$EMQ = \sqrt{\left(\frac{\sum E_i^2}{n}\right)}, \quad (6.1)$$

e o erro médio:

$$E = \sum_{i=1}^n (E_i/n). \quad (6.2)$$

onde E_i é a discrepância entre as diferenças das alturas proporcionadas pela topografia e pelo GPS, e a ondulação geoidal assumida como constante e verdadeira para a área teste, e n igual ao número de pontos (Gemael, 1994).

Na Figura 28, são vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil 2, assim como os valores relativos a esses pontos:

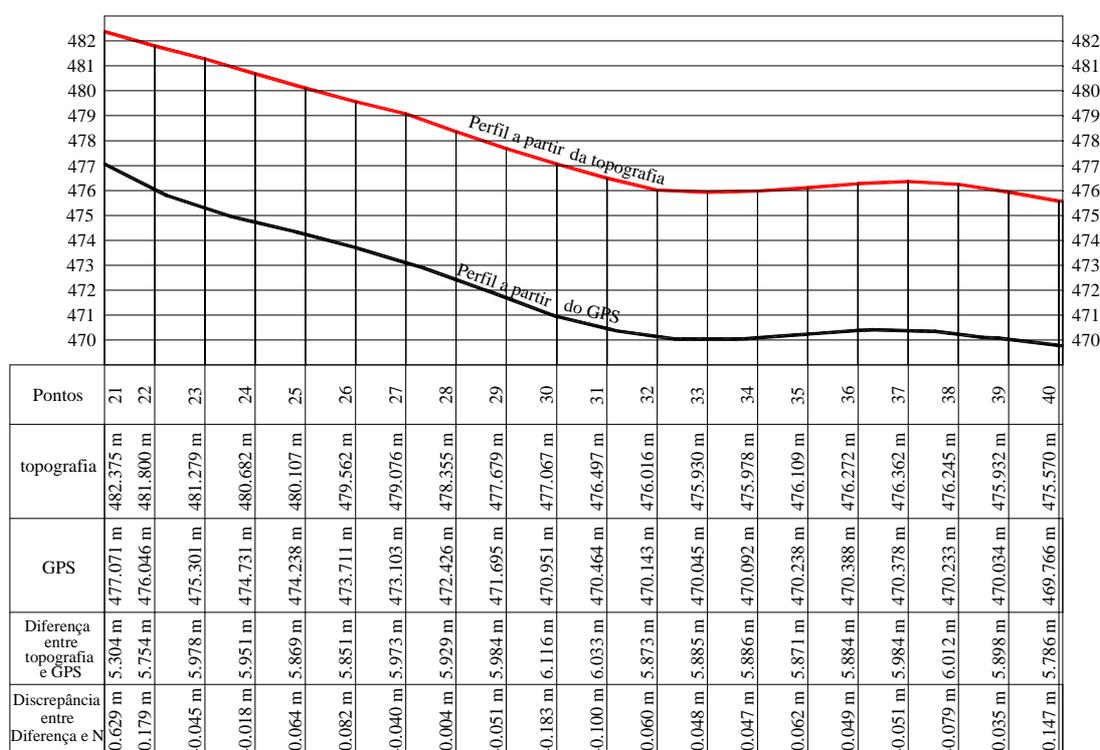


FIGURA 28 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 2

Para os pontos de 21 a 40, que pertencem ao Perfil 2, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,163 m e o erro médio igual a 0,042 m.

Na Figura 29, podem ser vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil 3, assim como os valores relativos a esses pontos:

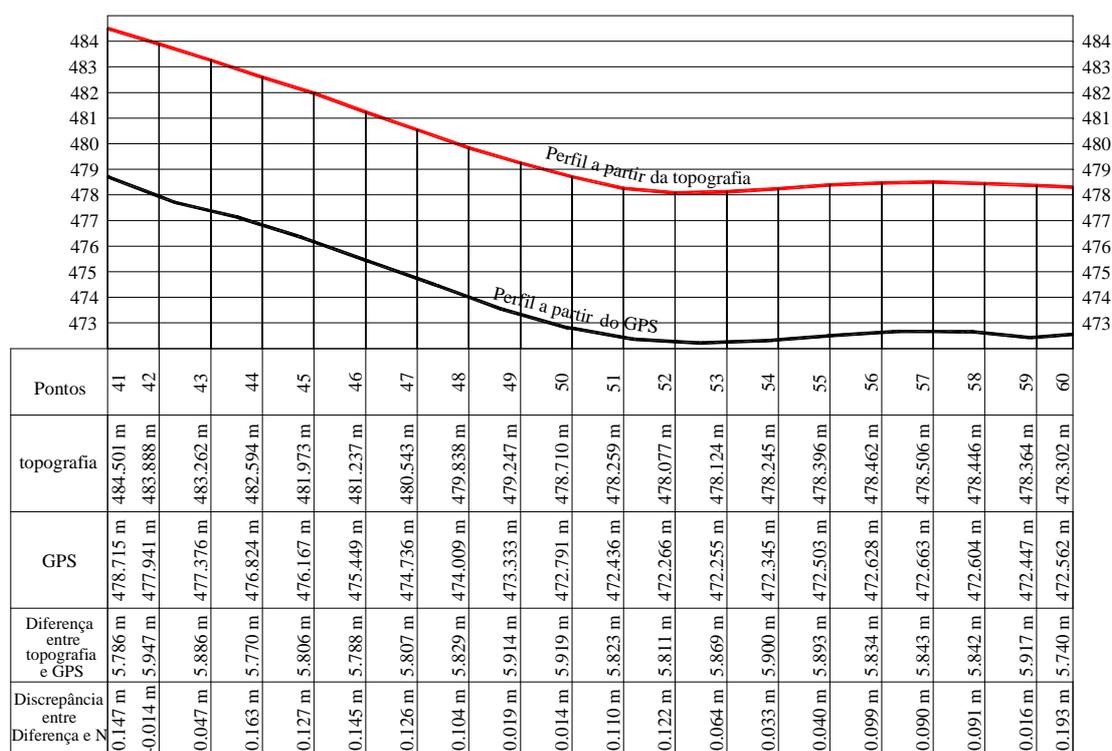


FIGURA 29 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 3

Para os pontos de 41 a 60, que pertencem ao perfil 3, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,103 m e o erro médio igual a 0,087 m.

Na figura 30, podem ser vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil 4, assim como os valores relativos a esses pontos:

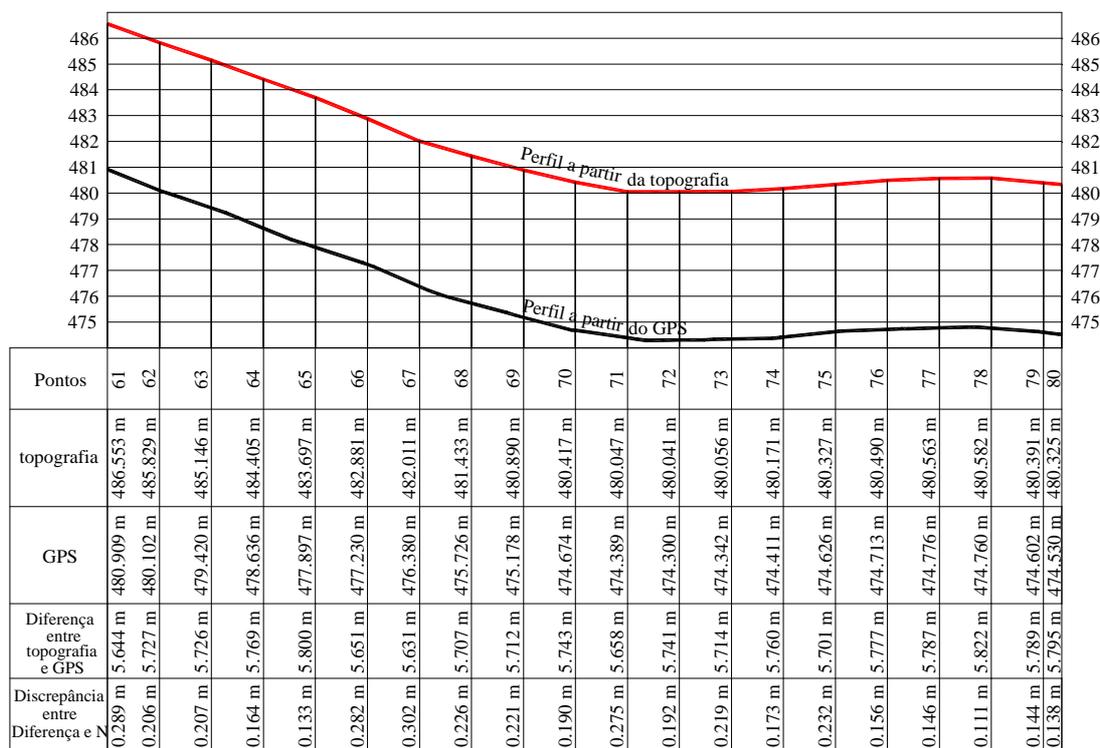


FIGURA 30 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 4

Para os pontos de 61 a 80, que pertencem ao perfil 4, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,103 m e o erro médio igual a 0,087 m.

Na Figura 31, podem ser vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil 5, assim como os valores relativos a esses pontos.

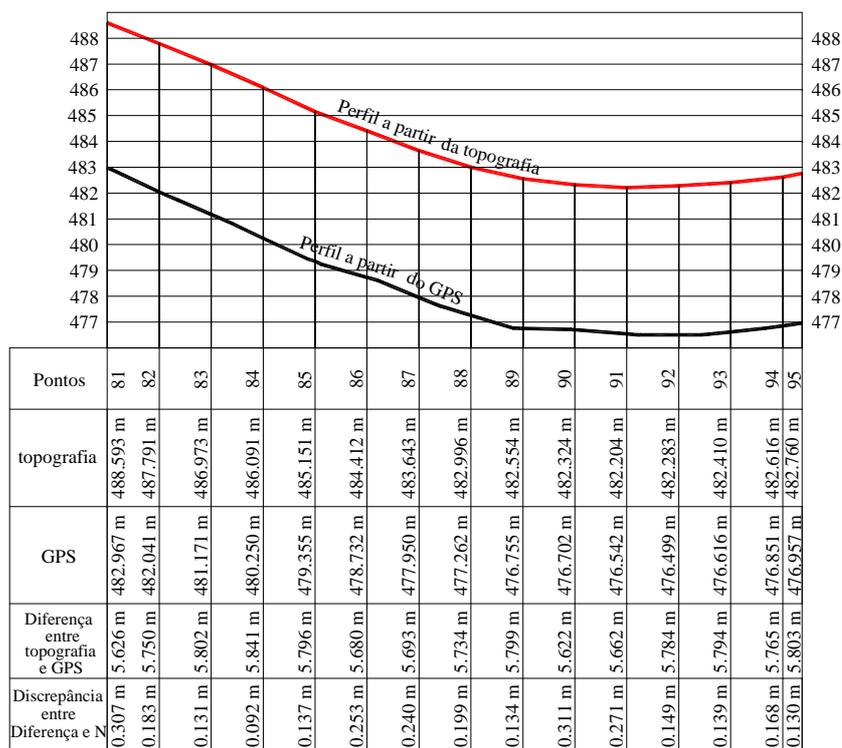


FIGURA 31 – Perfis do terreno referentes ao Perfil 5

Para os pontos de 81 a 95, que pertencem ao Perfil 5, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,201 m e o erro médio igual a 0,189 m.

Na Figura 32, podem ser vistos os perfis obtidos através da topografia e pelo GPS, relativos aos pontos do Perfil 6, assim como os valores relativos a esses pontos.

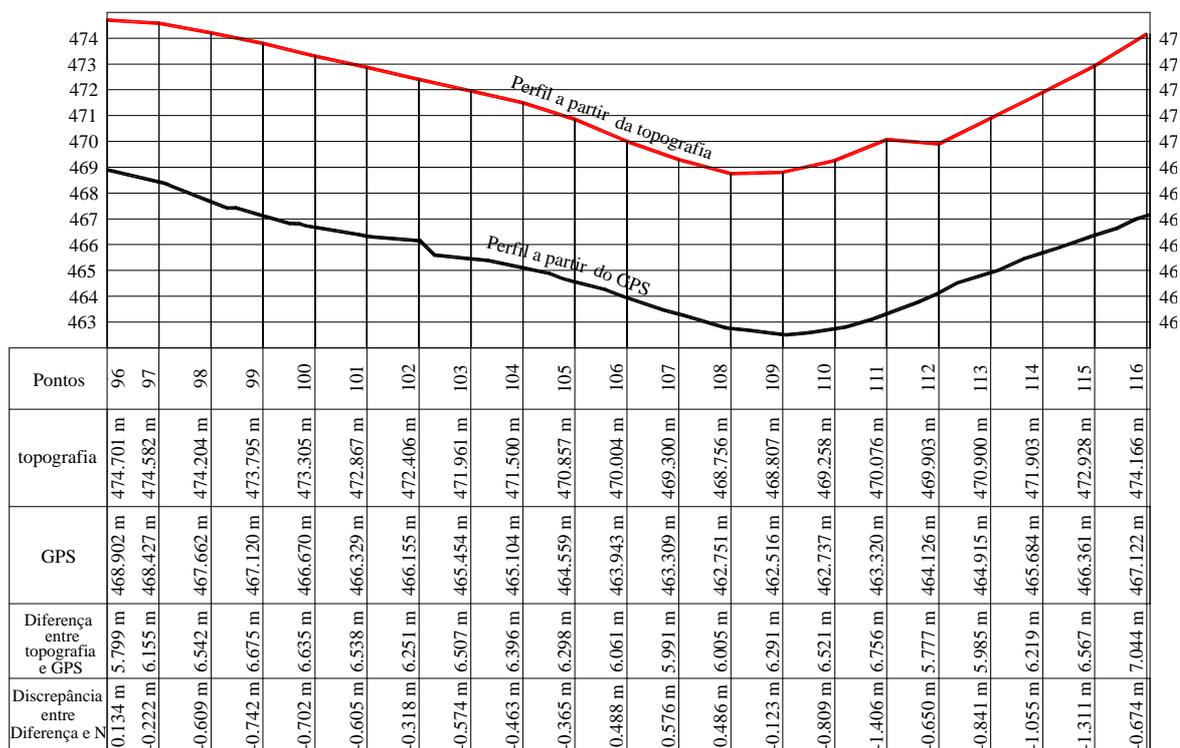


FIGURA 32 - Perfis do terreno referentes ao Perfil 6

Para os pontos de 96 a 116, que pertencem ao Perfil 6, o erro médio quadrático para as discrepâncias entre as diferenças das altitudes obtidas pela topografia e pelo GPS e o valor da ondulação geoidal (5,933 m), foi encontrado o valor de 0,707 m e o erro médio igual a -0,466 m.

A tabela 18 apresenta um resumo dos erros médios quadráticos da componente vertical dos pontos dos perfis, e do erro médio encontrados para cada um dos perfis.

Tabela 18 - Resumo dos resultados

Perfil	EMQ (m)	Erro Médio (m)	Discrepância máxima (m)
1	0,081	0,017	0,184
2	0,163	0,042	0,629
3	0,103	0,087	0,193
4	0,208	0,2	0,302
5	0,201	0,189	0,311
6	0,707	-0,466	1,406

Pela Figura 26, pode-se notar que:

- os perfis 1, 2 e 3, estão posicionados no trecho correspondente à sessão 3 da coleta de dados GPS;
- o perfil 4 está posicionado no trecho correspondente à sessão 2 do levantamento GPS;
- O perfil 5 está posicionado no trecho que corresponde às sessões 1 e 2 do levantamento GPS;
- O Perfil 6 está posicionado no trecho que corresponde à sessão 4 do levantamento GPS.

Pela análise dos valores da tabela 18, confirma-se o que foi exposto quando da comparação visual dos mapas altimétricos (Figuras 23 e 26), de que apenas as sessões 1, 2 e 3 da coleta dos dados GPS, poderiam ser aproveitadas. No entanto, pelo fato dos pontos terem sido interpolados nos perfis gerados pelo GPS, como pela topografia, o resultado apesar de não atender às prescrições iniciais, apresentou erro médio quadrático em torno de 20 cm, que pode ser considerado um resultado bastante otimista.

7 CONSIDERAÇÕES, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 Considerações

Neste trabalho apresenta-se, além das análises de qualidade das componentes horizontais e vertical, no que diz respeito a potencialidade do GPS em obras de Engenharia, os seguintes tópicos de importância ao assunto:

- Busca de referências concernentes às prescrições para serem utilizadas em obras de Engenharia;
- Apresentação do referencial Geodésico e sua conexão com o STL;
- Algumas das possibilidades de integração GPS e Topografia;
- Técnicas de posicionamento com GPS e Topografia, factíveis de serem aplicadas em obras de Engenharia;
- Breve descrição das normas relacionadas a levantamentos topográficos e GPS.

No que concerne às prescrições, como era de se esperar, muito pouco se encontrou sobre o assunto.

Algumas considerações no experimento para verificação das componente vertical foram:

- Um fator importante que deve ser considerado, é que tanto o bastão utilizado para suporte do prisma, quando do levantamento da topografia, como o bastão utilizado para a antena no levantamento efetuado por GPS, apresentavam ponta bastante pontiaguda, penetrando de forma diversa no terreno;

- Outro fator, é que os pontos que serviram para comparação dos resultados, não foram os mesmos levantados no terreno, mas determinados através de interpolação dos MDTs gerados tanto pelo topoGRAPH, quanto pelo topoEVN;
- Outro fato importante nesse trabalho, foi o problema ocorrido com a antena do equipamento durante a operação de campo, e que não pode ser detectado no local de trabalho, pois durante todo o tempo de utilização foram emitidos alguns sinais, tanto nas sessões que apresentaram bons resultados, quanto nas demais. Isto implica, que várias sessões foram rejeitadas, em virtude da finalidade científica;
- Os problemas ocorridos, certamente foram ocasionados por perdas de ciclos, que poderiam ter sido detectados por critérios apropriados, porém, a finalidade deste trabalho, era investigar a potencialidade da aplicação da técnica, visto que o usuário comum não tem condições de fazer tais correções.

7.2 Conclusões

A partir dos resultados obtidos nos experimentos realizados com a finalidade de analisar as potencialidades do uso do GPS em obras de engenharia, pode-se concluir que:

7.2.1 Quanto às componentes horizontais

Os resultados finais da utilização da técnica RTK, para a locação de pontos definidos em projetos de engenharia, apresentaram valores sempre

menores que os valores prescritos. Desta forma, para áreas que apresentem condições de boa visibilidade para o rastreamento dos satélites, esta técnica mostrou-se eficiente, podendo ser utilizada tanto para locação de loteamentos, como elementos de fundação de obras.

Outro fator positivo na utilização desse equipamento, foi que as coordenadas obtidas diretamente do STL, podem ser transferidas, nesse formato para o coletor, sem a necessidade de serem feitas quaisquer transformações.

Como o interesse inicial era verificar somente as componentes horizontais, para se fazer locação, deixou-se de analisar a componente vertical através dessa técnica. Porém com os resultados alcançados, fica a sugestão de que testes sejam feitos para a verificação do comportamento desta componente, para o levantamento planialtimétrico de apoio.

7.2.2 Quanto à componente vertical

A pesquisa inicial que consistia em verificar a utilização de algumas obras em engenharia possibilitou se chegar à seguinte conclusão:

- Os valores assumidos para serem alcançados nas prescrições, obtidos principalmente nos pontos críticos das redes de esgoto não foram atingidos. Porém, analisando-se os valores finais dos relatórios, concluiu-se que, podem ser aproveitados, desde que a tolerância a ser alcançada esteja próxima do valor encontrado nesta pesquisa.

7.3 Recomendações

Em função da busca de prescrições a serem utilizadas, conceitos abordados, resultados obtidos, análises realizadas, problemas encontrados, algumas sugestões podem ser formuladas:

- Em vista da crescente utilização do GPS, quer de forma isolada, quer para servir de apoio, ou mesmo a integração com a topografia, é necessário que o IBGE, instituição que pela legislação vigente é o responsável pelo SGB, ou que se estabeleça algum tipo de parceria com outras instituições voltadas para a área de Geodésia visando adensar e disponibilizar referenciais geodésicos, para amarrações de levantamentos;
- Com a diminuição das áreas dos imóveis rurais, e com a crescente valorização da terra, mais sentida na zona urbana, as prescrições relativas a tolerâncias em termos de áreas, só encontradas no Código Civil, devem ser revistas;
- Com relação à integração GPS/Topografia, é necessário que se apresentem estudos mais detalhados, de forma a dar condições para que usuários possam ter acesso aos conceitos fundamentais básicos, procurando evitar que cálculos aproximados, extensivamente utilizados na prática sejam feitos;
- Em relação às normas, também é necessário uma cuidadosa revisão das mesmas, visando reduzir algumas inconsistências encontradas;

- Quanto a problemas surgidos no campo é de fundamental importância que os dados coletados sejam imediatamente processados, facilitando a volta ao campo de trechos que não foram bem sucedidos; e
- Em virtude do grande número de pontos coletados, recomenda-se a utilização dos dados das sessões que foram rejeitadas, para, através de novos métodos de redução do tempo para a solução da ambigüidade, tentar melhorar a qualidade dos valores finais do ajustamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDERSON J. M.; MIKHAIL E. M. *Introduction to surveying*. 6ª Edição. New York: McGraw-Hill, Inc., 1985. 701p.
- ANDRADE, J. B., MITISHITA E. A. Determinação do erro padrão das coordenadas dos vértices da poligonal que define uma área, em função do erro padrão admissível da área. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE CADASTRO TÉCNICO RURAL E URBANO, 1, 1987, Curitiba. *Anais do Iº Seminário Nacional de Cadastro Técnico rural e Urbano*. (Curitiba): ITCF – Instituto de terras, cartografia e florestas, 1987. p. 339-367.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento: NBR 6.118*. Rio de Janeiro, 1980. 53p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de Fundações – Procedimento: NBR 6.122*. Rio de Janeiro, 1986. 62p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Execução de levantamento topográfico: NBR 13.133*. Rio de Janeiro, 1994. 35p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Rede de Referência Cadastral Municipal – Procedimento: NBR 14.166*. Rio de Janeiro, 1998. 23p.
- BLACHUT T.J., CHRZANOWSKI A., SAASTAMOINEN J. *Urban Surveying and Mapping*. New York: Spring-Verlag, 1979. 372p.
- BUENO, R. – A falta de precisão das descrições de imóveis. *infoGEO* , v.13, p.22-23, 2000.
- BUGAYEVSKIY, L. M., SNYDER, J. P. *Map Projections: A Reference Manual*. London: Taylor & Francis Ltd., 1995. 328p.
- CAMARGO, P. O., CORDINI, J., FABRI, S. M. Ajustamento de Poligonais Topográficas pelo Método Paramétrico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO, 2, 1996, Florianópolis. *Coletânea de Trabalho ...*, Florianópolis: COBRAC, 1996, p.III-307-318.
- CAMARGO, P. O. et al. Posicionamento GPS para apoio de poligonais topográficas: análise do erro de fechamento. *Relato GPS*, V. 09, p.4-8, 1998.
- CHAVES, E. E. D. *Análise da qualidade de dados georreferenciados utilizando a tecnologia GPS*. São Carlos, 1998. 179 p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- FORTES, L. P. S., GODOY R. A. Z. *Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo do Sistema de Posicionamento Global-GPS*. Departamento de Geodésia, Diretoria de Geociências, IBGE, Rio de Janeiro, Brasil, 1991.
- GEMAEL, C. *Introdução à Geodésia Geométrica (1ª parte)*. Curitiba: URPF, 1977.
- GEMAEL, C. *Introdução à Geodésia Geométrica (2ª parte)*. Curitiba: URPF, 1988.
- GEMAEL, C. *Introdução ao ajustamento de observações: aplicações geodésicas*. Curitiba: Ed. UFPR, 1994. 319p.
- HOFMANN-WELLENHOF, B., LICHTENEGGER H., COLLINS, J. *GPS Theory and Practice*. Wien: Springer-Verlag, , 1992.
- IBGE. *Sistema de referência geocêntrico para a América do Sul: Relatório Final*. Grupos de trabalho I e II / IBGE, Departamento de Geodésia. Rio de Janeiro: IBGE, 1997, 99p.
- IBGE. *Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos*. Diretoria de Geociências, Departamento de Geodésia, Rio de Janeiro: IBGE, 1998.
- LANGLEY, R. B. RTK GPS, *GPS World*, p. 70 – 76, September 1998.
- LEICK, A. *GPS Satellite Surveying*. New York: John Wiley & Sons, 1995, 560p.
- LUGNANI, J. B. *Introdução à Fototriangulação*. UFPR, Curitiba, 1987.
- MARINI, M. C., SILVA E. F. *Integração topografia/GPS/Restituição Aerofotogramétrica: Um exemplo prático no Instituto de Terras do Estado de São Paulo*. In: *GISBRASIL 2000*, 2000, Salvador.
- MENEZES, P. M. L. *Sistemas de Informações Geográficas (SIG): Aquisição, Modelagem e Análise Espacial*. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 1994.
- MONICO, J. F. G. *Posicionamento pelo NAVSTAR-GPS, Descrição, Fundamentos e Aplicações*. Presidente Prudente: UNESP, 1998, 182p.
- NIMA Department of Defense World Geodetic System 1984: Its definition with Local Geodetic Systems. 3ª Ed. NIMA Technical Report 8350.2, 1997.
- PACILÉO NETTO, N. – *Calibração de medidores eletrônicos de distância: Construção de uma base multipilar na USP e metodologia de aferição*. São Paulo, 1990. 187 p. Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- PACILÉO NETTO, N. et al. R. Nivelamento geométrico de precisão x GPS, *A Mira*, v.47, p.17-20, 1995.
- ROMÃO, V.M.C. et al. A contribuição do GPS no levantamento imobiliário cadastral, *Relato GPS*, v.9, p.25-30, 1998.
- SÁ, N. C., MOLINA, E. C. O Geóide Gravimétrico no Estado de São Paulo. São Paulo, 1995.
- SEEBER, G. *Satellite Geodesy: foundations, methods and applications*. New-York: Walter de Gruyter, 1993, 356p.
- TEUNISSEN, P. J. G., KLEUSBERG, A. GPS Observation Equations and Positioning Concepts. In: KLEUSBERG, A., TEUNISSEN, P. *GPS for Geodesy*. Berlin: Verlag, 1996, p. 175-218.
- TOPOEVN. *Manual do Usuário – Versão 4.0*, EVN Automação Topográfica, Pirassununga, 1998.
- TOPOGRAPH. *Manual do Usuário – Versão 3.1*, Santiago & Cintra, São Paulo, 1995.
- TSUTIYA, M. T. *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. 1ª Edição, São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.
- VANÍČEK, P., KRAKIWSKY E. *Geodesy: The Concepts*. Second Edition Amsterdam: North Holland, 1985. 697p.
- VUOLO, J. H., *Fundamentos da Teoria de Erros*. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.
- WELLS D., et al. *Guide to GPS Positioning*. Canadian GPS Associates, Fredericton, New Brunswick, Canada, 1986.
- WILKEN (1968) - Contribuição ao estudo dos métodos de dimensionamento de estruturas hidráulicas para o esgotamento de águas pluviais. São Paulo, 1968. Tese (Livre-Docência) - Hidráulica e Saneamento, FAU.

ANEXOS

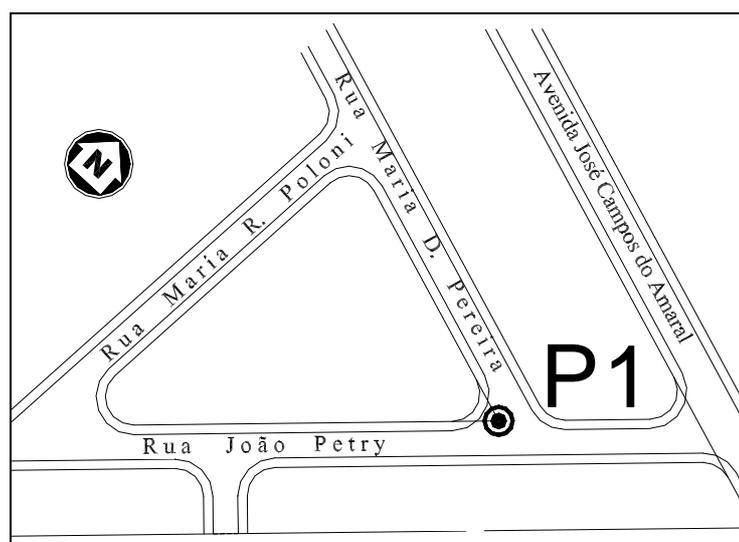
Estação GPS – Relatório de ocupação – P1

Data: 04/07/98 e 28/08/98	
Projeto: DISSERT	
Identificação: P1	
Município: PRESIDENTE PRUDENTE	Estado: São Paulo

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, convergir à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, Seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converge-se à esquerda, segue por uma quadra, atravessando a Rua Maria D. Pereira. O ponto P1 encontra-se no cruzamento do alinhamento destas duas últimas ruas citadas, lado direito do caminhamento pela Rua João Petry.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto

Estação GPS – Relatório de ocupação – P2

Data: 04/07/98 e 28/08/98

Projeto: DISSERT

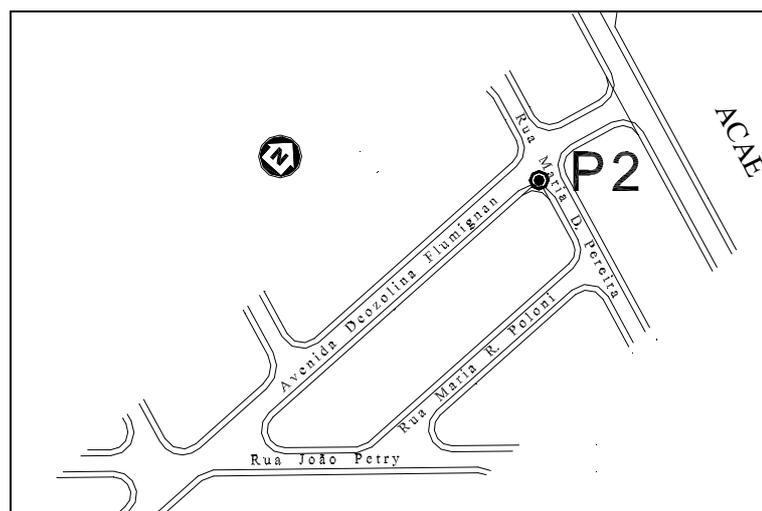
Identificação: P2

Município: PRESIDENTE PRUDENTE	Estado: São Paulo
--------------------------------	-------------------

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, convergir à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converte-se à esquerda, segue por uma quadra, até atingir a Rua Maria D. Pereira. Daí, à direita, segue por esta rua até atingir o cruzamento com a Avenida Deozolina Flumignan. O ponto P2 encontra-se no cruzamento do alinhamento destas duas últimas ruas citadas, antes de atravessar a última citada, lado esquerdo do caminhamento pela Rua Maria D. Pereira.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto

Estação GPS – Relatório de ocupação – P3

Data: 04/07/98 e 28/08/98

Projeto: DISSERT

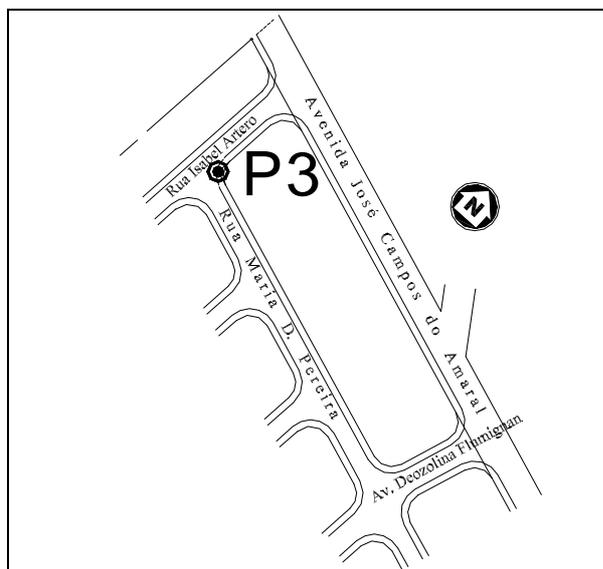
Identificação: P3

Município: PRESIDENTE PRUDENTE | Estado: São Paulo

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, converter à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converte-se à esquerda, segue por uma quadra, até atingir a Rua Maria D. Pereira. Daí, à direita, segue por esta rua até atingir o cruzamento com a Rua Isabel Artero. O ponto P3 encontra-se no cruzamento do alinhamento destas duas últimas ruas citadas, antes de atravessar a última citada, lado direito do caminhamento pela Rua Maria D. Pereira.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto

Estação GPS – Relatório de ocupação – P4

Data: 04/07/98 e 28/08/98

Projeto: DISSERT

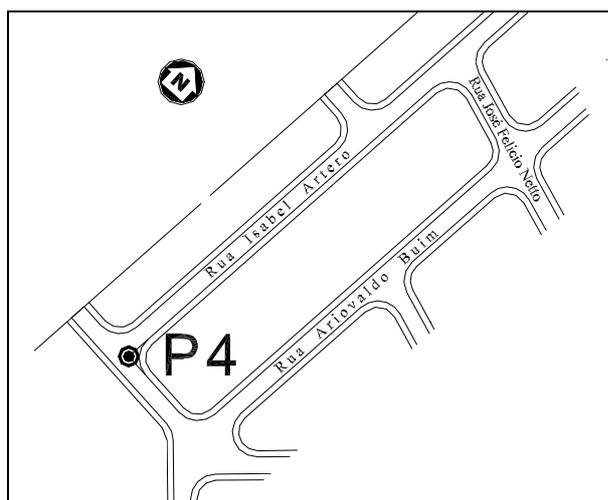
Identificação: P4

Município: PRESIDENTE PRUDENTE | Estado: São Paulo

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, convergir à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, Seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converte-se à esquerda, segue por uma quadra, até atingir a Rua Maria D. Pereira. Daí, à direita, segue por esta rua até atingir o cruzamento com a Rua Isabel Artero. Novamente converge-se para a esquerda e prossegue até o final da última via citada. O ponto P4 encontra-se no cruzamento do alinhamento desta com uma Rua sem denominação, antes de atravessar a última citada, lado esquerdo do caminhamento pela Rua Maria D. Pereira.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto

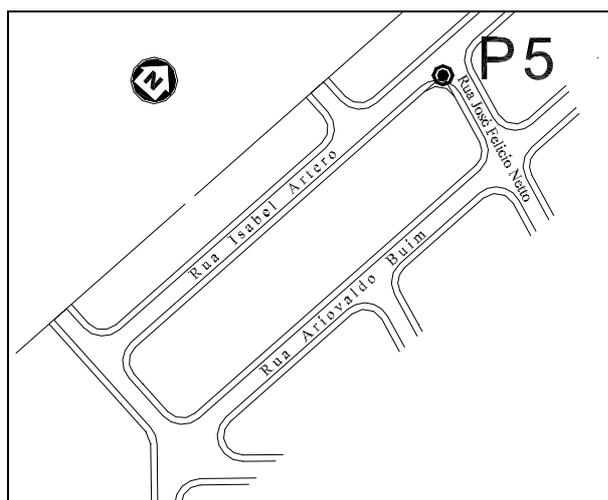
Estação GPS – Relatório de ocupação – P5

Data: 04/07/98 e 28/08/98	
Projeto: DISSERT	
Identificação: P5	
Município: PRESIDENTE PRUDENTE	Estado: São Paulo

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, convergir à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, Seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converte-se à esquerda, segue por uma quadra, até atingir a Rua Maria D. Pereira. Daí, à direita, segue por esta rua até atingir o cruzamento com a Rua Isabel Artero. Desse ponto converge-se à esquerda e Segue pela última Rua citada, até o cruzamento com a Rua José Felício Netto. O ponto P5 encontra-se no cruzamento do alinhamento destas duas últimas ruas citadas, depois de atravessar a última citada, lado esquerdo do caminhamento pela Rua Maria D. Pereira.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto

Estação GPS – Relatório de ocupação – P6

Data: 28/08/98

Projeto: DISSERT

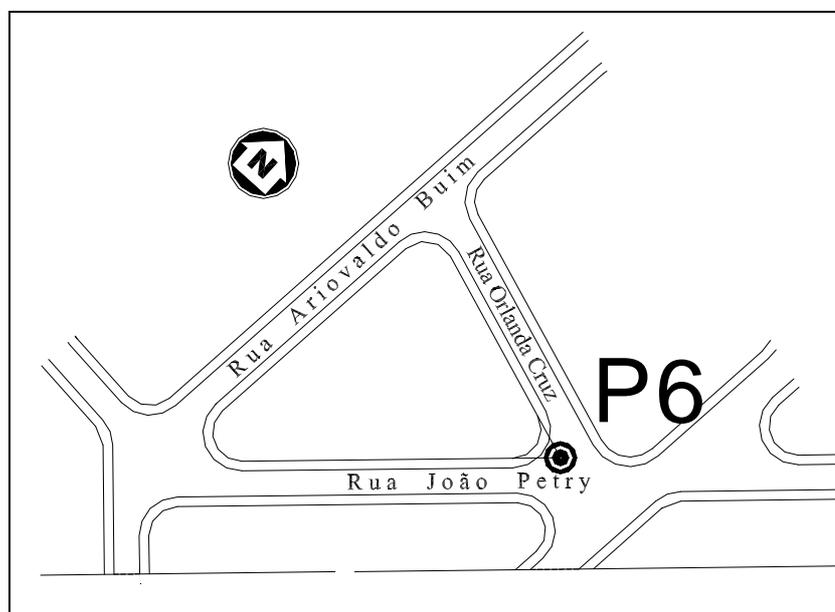
Identificação: P6

Município: PRESIDENTE PRUDENTE	Estado: São Paulo
--------------------------------	-------------------

Descrição de acesso

Partindo da Estação UEPP da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) situada na Rua Roberto Simonsen, seguir em direção à Rua Dr. João Gonçalves Foz, seguir por esta rua até atingir a Avenida Manoel Goulart. Daí, convergir à esquerda e seguir por esta, cruzar a Rodovia Raposo Tavares, atingindo a Rodovia Com. Alberto Bonfiglioli, cruzar a Rodovia Júlio Budiski, e seguir até a Av. José Campos do Amaral. Desse ponto, seguir à direita, pela referida Avenida, até atingir a Rua João Petry. Converte-se à esquerda, segue por esta até atingir o cruzamento com a Rua Orlanda Cruz. O ponto P5 encontra-se no cruzamento do alinhamento destas duas últimas, após atravessar a Rua Orlanda Cruz, lado direito do caminhamento pela Rua Maria D. Pereira.

Descrição da estação



Equipe: J. Roberto
