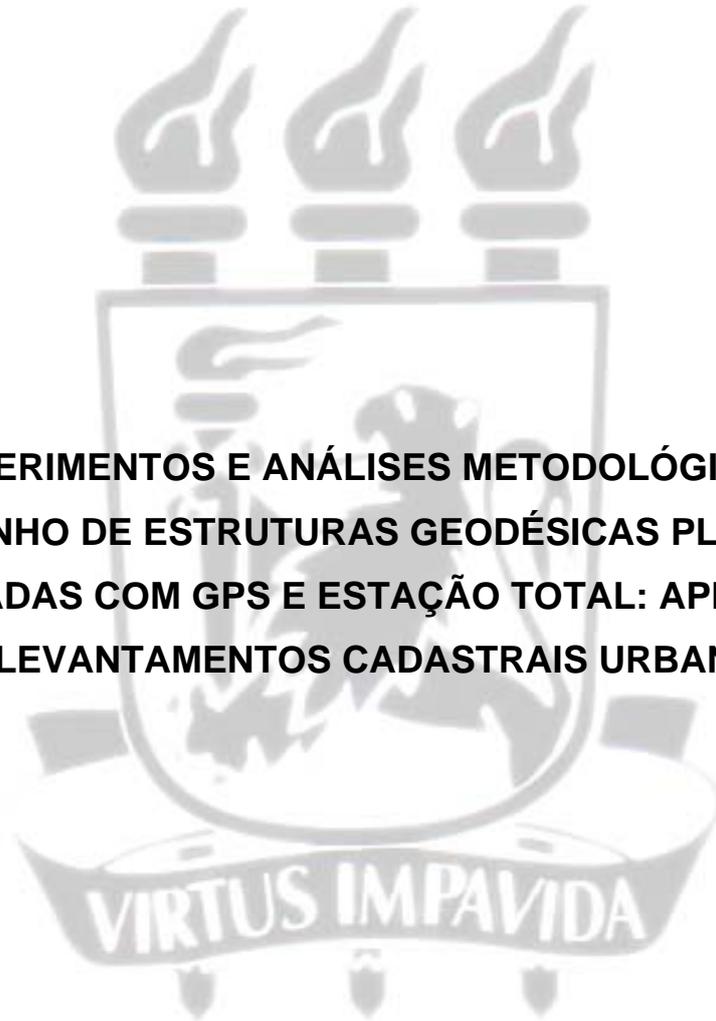


UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS E
TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO

LUCIENE FERREIRA GAMA

**EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DO
DESEMPENHO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIMÉTRICAS
IMPLANTADAS COM GPS E ESTAÇÃO TOTAL: APLICAÇÕES EM
LEVANTAMENTOS CADASTRAIS URBANOS**



Recife, 2008

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

Luciene Ferreira Gama

**EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DO
DESEMPENHO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS PLANIMÉTRICAS
IMPLANTADAS COM GPS E ESTAÇÃO TOTAL: APLICAÇÕES EM
LEVANTAMENTOS CADASTRAIS URBANOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, do Curso de Engenharia Cartográfica do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, área de concentração Geodésia Aplicada, e defendida em 15/09/2008.

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

Recife, 2008

G184e **Gama, Luciene Ferreira**

Experimentos e análises metodológicas do desempenho de estruturas geodésicas planimétricas implantadas com GPS e estação total: aplicações em levantamentos cadastrais urbanos / Luciene Ferreira Gama. - Recife: O Autor, 2008.

ixi, 154 folhas, il : tabs., figs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, 2008.

Inclui bibliografia e anexos.

1. Ciências Geodésicas. 2. Levantamentos cadastrais urbanos . 3.Campo do pontos de referência. 4. Campo de pontos-objeto. 5. GPS. 6. Estação total. 7. Métodos terrestres de medição. 8. Estruturas geodésicas. I.Título.

551

CDD (22. ed.)

UFPE
BCTG/2008-250

EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DO
DESEMPENHO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS
PLANIMÉTRICAS IMPLANTADAS COM GPS E ESTAÇÃO
TOTAL: APLICAÇÕES EM LEVANTAMENTOS
CADASTRAIS URBANOS

POR

LUCIENE FERREIRA GAMA

Dissertação defendida e aprovada em 15.09.08.

Banca Examinadora:

Andréa de Seixas

Prof. Dr. techn ANDRÉA DE SEIXAS (Orientadora)

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco

Silvio Jacks dos Anjos Garnés

Prof. Dr. SÍLVIO JACKS DOS ANJOS GARNÉS

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco

Roberto Carlos Orlando

Prof. Dr. ROBERTO CARLOS ORLANDO

Universidade Federal Rural de Pernambuco/ Unidade Acadêmica de Garanhuns

DEDICATÓRIA

Desde que nascemos temos nossos ideais, esses ideais vão se tornando mais claro à medida que vamos crescendo e para consegui-los, longos caminhos são percorridos com muita garra e determinação, passei por esse caminho com muita luta, por isso, se houver qualquer coisa que eu possa fazer para o bem do próximo que eu não negligencie e faça imediatamente, pois novamente por esse caminho jamais passarei.

Este trabalho é dedicado a Maria de Lourdes Ferreira da Silva, minha querida mãe, aos meus irmãos Salomão Ferreira Gama André Ferreira Gama e a todos os Pais que ensinaram a seus filhos a compreensão e gestos de cooperação Familiar.

AGRADECIMENTOS

A Deus, primeiramente por ter me concedido a vida, saúde e força para seguir firme na luta por meus ideais.

À Profª. Dr. techn. Andréa de Seixas pela colaboração na realização da aquisição de dados de campo, críticas, sugestões, serenidade, responsabilidade na orientação deste trabalho e gestos de solidariedade.

À amiga Angela Maria Barbosa de Souza, minha segunda mãe, não encontrei palavras suficientes para agradecer o que fizeste por mim durante esses anos. Além do mais, agradeço pela amizade, tolerância e hospitalidade durante o período que cursei o mestrado.

Ao Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação Prof. Dr. Ademilson da Penha Pacheco pelo apoio financeiro concedido.

A todos os Professores do Programa de Pós-graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação do Departamento de Engenharia Cartográfica - DECart, pelo conhecimento concedido ao longo desses dois anos.

Aos amigos: Michael Antão dos Santos pelo apoio moral e ajuda na coleta de dados de campo e pelo excelente amigo que fostes no período que cursamos as disciplinas do mestrado e à Ana Carolina Schuler Correia, obrigada pela amizade.

Ao amigo Alessandro Rhadamek Alves Pereira, obrigada pelo auxílio dado na aquisição de dados no campo e por esclarecer algumas dúvidas durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Professor Mestre Adeildo Antão dos Santos e ao aluno Cláudio David Vila Flor, ambos do Departamento de Engenharia Cartográfica, pelas discussões e sugestões no processamento dos dados GPS, principalmente, na “confusão” dos dados GPS de navegação.

Ao Professor Dr. Sílvio Jacks dos Anjos Garnés pela contribuição na correção desta Dissertação.

Aos Professores: Dr^a. Andréa Flávia Tenório Carneiro, Dr-Ing. Maria Verônica Costa Romão, Dr. Jaime Mendonça e Dr. Carlos Galdino Pessoa do Departamento de Engenharia Cartográfica da UFPE pelas sugestões e materiais fornecidos para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao Engenheiro Cartógrafo Márcio Brito Bonifácio, Professora Andréa de Seixas e alunos de Engenharia Cartográfica pelos dados de levantamento de campo cedidos e realizados em pesquisa de mestrado, Iniciação Científica e Disciplina de Topografia 1 (2007.2).

Ao mestre Ricardo Bonilla, mestrandos João Bosco, Henrique Ravi e Luciano Macedo, pela colaboração na coleta de dados de campo.

Aos alunos do curso de Engenharia Cartográfica da UFPE: André Marinho pelas sugestões dadas para manipulação do *software* TopoGRAPH, Gilberlan, Rômulo, Vitor, Janaina Barkokebas, Alex e Jefferson, pela ajuda na aquisição de dados de campo. Vanessa Maranhão, obrigada pela contribuição e a aluna Bárbara Tenório do Curso de Arquitetura e Urbanismo da UFPE, pela colaboração.

Aos laboratórios LAGEO e LATOP do DECart pela cessão das instrumentações e *softwares*.

Aos amigos e mestrandos João Alexandre de Sousa Neto e Diego da Silva Valdevino pela amizade. À Camila dos Santos Junqueira, obrigada pela colaboração.

À Dona Judite pela amizade e às Secretárias do Curso de Engenharia Cartográfica Solange, Amável e à bolsista Tyene do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação.

A todos que direta ou indiretamente, contribuíram para o desenvolvimento desta Dissertação.

SUMÁRIO

RESUMO E PALAVRAS-CHAVE.....	i
ABSTRACT AND KEYWORDS.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
LISTA DE TABELAS.....	viii
LISTA DE QUADROS.....	xiii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	xiv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos.....	3
1.1.1 Objetivo Geral.....	3
1.1.2 Objetivos Específicos.....	3
1.2 Estruturação do Trabalho	4
2. ESTRUTURAS GEODÉSICAS DE GEORREFERENCIAMENTO PARA O CADASTRO DE PARCELAS TERRITORIAIS URBANAS.....	6
2.1 Normatização Vigente no Brasil.....	6
2.2 Redes Geodésicas	7
2.3 Estruturas Geodésicas para o Cadastro Urbano	9
2.3.1 Campo de Pontos de Referência para o Georeferenciamento de Parcelas Territoriais Urbanas	10
2.3.1.1 Campo de Pontos de Referência.....	10
2.3.1.2 Campo de Pontos-objeto	11
2.3.2 Problemática do Georeferenciamento das Parcelas Territoriais.....	12
2.3.3 Implantação de Estruturas Geodésicas de Georeferenciamento	15
2.3.4 Interligação do Sistema de Referência da Estrutura Geodésica de Georeferenciamento com a Parcela Territorial Urbana.....	16
2.3.5 Transformação em Redes Aplicadas à Medição Terrestre e à Medição à Engenharia	20
2.3.5.1 Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde o Fator de Escala da Rede de Origem é Preservado.....	20
2.3.5.2 Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde as Altitudes não são Levadas em Consideração ..	22

3. MÉTODOS DE LEVANTAMENTOS APLICADOS AO CADASTRO DE PARCELAS TERRITORIAIS URBANAS	26
3.1 Estado da Arte	26
3.2 Considerações sobre o GPS Aplicado ao Cadastro	28
3.3 Métodos de Levantamento com GPS	30
3.3.1 Determinação das Ambigüidades GPS.....	31
3.3.2 Método de Posicionamento Relativo Estático	32
3.3.3 Método de Posicionamento Relativo Semicinemático Stop-and-go	33
3.4 Métodos de Levantamento com Estação Total.....	33
3.4.1 Método da Interseção a Vante e a Ré	34
3.4.1.1 Solução Geométrica da Interseção a Vante	34
3.4.1.2 Solução Geométrica da Interseção a Ré.....	36
3.4.2 Método da Irradiação.....	37
3.4.3 Método da Poligonação	38
3.4.4 Método de Rede (Triangulateração).....	41
4. PRINCÍPIO DA VIZINHANÇA NAS MEDIÇÕES GEODÉSICAS.....	43
4.1 Princípio de Vizinhança no Levantamento Cadastral.....	43
4.2 Qualidade e Tolerância Posicional das Medições Geodésicas Cadastrais.....	44
4.2.1 Propagação dos Erros nas Observações Geodésicas Cadastrais.....	46
4.2.2 Controle de Qualidade das Observações Geodésicas Cadastrais.....	49
4.3 Teste de Hipóteses.....	54
4.4 Exemplos de <i>Softwares</i> Empregados para Processamento dos Dados pelo MMQ.....	57
4.4.1 <i>Softwares</i> de Processamento de Dados Obtidos com GPS.....	57
a) <i>Software</i> GrafNet.....	57
b) <i>Software</i> TGO.....	58
4.4.2 <i>Softwares</i> de Processamento de Dados Obtidos com Estação Total.....	59
a) <i>Software</i> ADJUST.....	59
b) <i>Software</i> TopoGRAPH.....	60
5. EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS DE REFERÊNCIA E DO OBJETO.....	61
5.1 Métodos e Materiais.....	61
a) Métodos.....	62

b) Materiais.....	62
5.2 Levantamento Cadastral Urbano na Área Teste 1 – Campus UFPE	63
5.2.1 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com GPS.....	65
5.2.1.1 Método de Posicionamento Relativo Estático.....	66
a) Processamento.....	68
b) Análise dos Resultados.....	75
5.2.1.2 Método de Posicionamento Relativo <i>Stop-and-go</i>	81
a) Processamento.....	82
b) Análise dos Resultados.....	88
5.2.2 Levantamento do Campo do Pontos de Referência com Estação Total.....	96
5.2.2.1 Método de Rede (Triangulação).....	98
a) Processamento.....	98
b) Análise dos Resultados.....	100
5.2.2.2 Poligonação.....	104
a) Processamento.....	104
b) Análise dos Resultados.....	106
5.2.2.3 Método da Interseção a Vante.....	108
a) Processamento.....	109
b) Análise dos Resultados.....	111
5.2.2.4 Método da Interseção a Ré.....	114
a) Processamento.....	114
b) Análise dos Resultados.....	115
5.2.3 Levantamento do Campo de Pontos-objeto com Estação Total	115
5.2.3.1 Método da Interseção a Vante	117
a) Processamento.....	117
b) Análise dos Resultados.....	121
5.2.3.2 Método da Irradiação Dupla.....	124
a) Processamento.....	124
b) Análise dos Resultados.....	126
5.3 Levantamento Cadastral Urbano da Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda.....	127
5.3.1 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com o Método de Posicionamento GPS Relativo Estático.....	129
a) Processamento.....	130
b) Análise dos Resultados.....	135
5.3.2 Levantamento do Campo de Pontos de Referência Com Estação Total pelo	

Método da Poligonação com Centragem forçada.....	137
a) Processamento.....	137
b) Análise dos Resultados.....	139
5.3.3 Levantamento do Campo de Pontos-objeto com Estação Total.....	139
5.3.3.1 Método da Irradiação.....	139
5.3.3.2 Método da Interseção a vante.....	140
5.3.3.3 Análise dos resultados.....	141
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	143
6.1 Conclusões.....	143
6.1.1 Área Teste 1.....	143
6.1.2 Área Teste 2.....	144
6.2 Recomendações.....	146
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	147
ANEXOS	

RESUMO E PALAVRAS-CHAVE

GAMA, Luciene Ferreira. **Experimentos e Análises Metodológicas do Desempenho de Estruturas Geodésicas Planimétricas Implantadas com GPS e Estação Total: Aplicações em Levantamentos Cadastrais Urbanos**. Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação – UFPE. Recife. 2008.

A implantação e densificação de estruturas geodésicas definidoras de campos de pontos de referência, esses georreferenciadores de campos de pontos-objeto, com critérios e tolerâncias adequadas é de grande importância para as aplicações na Engenharia e, no caso desta pesquisa, nos levantamentos cadastrais urbanos. O crescente desenvolvimento dos métodos e técnicas GPS, tais como: Estático, Estático Rápido, Stop-and-go, e principalmente nos últimos anos com o desenvolvimento do método Cinemático em Tempo Real (RTK), deram origem a questionamentos sobre os métodos e níveis de precisão para a realização dos levantamentos cadastrais. Mesmo com o avanço cada vez maior da Tecnologia GPS, nem sempre é possível levantar pontos apenas com essa Tecnologia, devido a eventuais obstruções aos sinais GPS que podem existir nos locais de interesse. Por isso, faz-se necessário o emprego de métodos terrestres de medição angular e linear com Estação Total, para a determinação de pontos intervisíveis em áreas impossibilitadas de receber os sinais dos satélites GPS, áreas essas freqüentes em ambientes urbanos brasileiros. No contexto desse trabalho serão abordados os métodos de posicionamento GPS Estático e Stop-and-go e os métodos terrestres de medição com Estação Total denominados da interseção a vante, interseção a ré, poligonação, irradiação e redes, esses últimos no caso bidimensional, com aplicações voltadas para o Cadastro Urbano. Para a realização dos experimentos foram definidas duas áreas testes, uma no Campus da UFPE e outra no Sítio Histórico de Olinda. Resultados entre os métodos de levantamento com GPS e métodos terrestres de medição com Estação Total serão confrontados e comparados. Esta pesquisa vem contribuir no desenvolvimento de experimentos e análises metodológicas propícias para a definição de padrões de precisão e exatidão, a execução de métodos confiáveis e procedimentos adequados para a realização dos levantamentos cadastrais urbanos com o emprego do GPS e Estação Total.

Palavras-Chave – Levantamentos Cadastrais Urbanos, Campo de Pontos de Referência, Campo de Pontos-objeto, GPS e Estação Total, Métodos Terrestres de Medição, e Estruturas Geodésicas.

ABSTRACT AND KEYWORDS

GAMA, Luciene Ferreira. **Experiments and Methodological Analysis of Performance in the implemented Planimetric Geodesic Structures with GPS and Total Station: Applications in Urban Cadastral Survey.** Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação – UFPE. Recife. 2008.

The deployment and densification of geodesic structures defining the fields of benchmarks, such as georeference of fields of object-points, with appropriate criteria and tolerance has a great importance for applications in engineering and, in this case search in urban cadastral survey. The growing development of GPS methods and techniques, such as: Static, Quick Static, "Stop-and-Go," and, especially in recent years, with the development of the Real Time Kinematic method (RTK), originated questions about the methods and levels of accuracy for the achievement of the cadastral survey. In some situations, The GPS technology, may not provide by itself the survey of points, due to possible obstructions to the GPS signals that may exist in the interesting places. Because of this reason, it is necessary the employment of land measuring angular and linear with methods Total Station, to determine intervisible points in areas unable to receive signals from GPS satellites, areas such frequent in urban environments Brazilians. In the context of this work will be addressed GPS positioning Static and "Stop-and-Go" methods and measuring land methods with Total Station called to the intersection, resection, traverse and irradiation e network, the last ones where two-dimensional, with applications aimed at the Urban Cadastre. Two areas of tests were defined to do the experiments, one on UFPE campus and another in the Historic site of Olinda. Results from the GPS survey methods and measuring land methods with Total Station were confronted and compared. This research will contribute to the development of experiments and analysis methods conducive to the development of precision and accuracy standards, the implementation of reliable methods and appropriate procedures for achieving the urban cadastral survey with the use of GPS and Total Station.

Keywords – Urban Cadastral Survey, Field of Benchmarks, Field of Object-points, GPS and Total Station, Terrestrial methods of Measurement and Geodesic Structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Representação do Sistema de Referência de Medição a partir dos pontos de referência. Fonte : FERREIRA et al, 2004.....	12
Figura 2 -	Sistema Geodésico Local (STL) Fonte: GARNÉS (1998).....	18
Figura 3 -	Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde o Fator de Escala da Rede de Origem é Preservado. Fonte: KAHMEN, 2005.....	21
Figura 4 -	Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde as altitudes não são levadas em consideração. Fonte: KAHMEN, 2005.....	22
Figura 5 -	Sistema de Coordenadas. Fonte: KAHMEN e Faig 1988.....	24
Figura 6 -	Combinação de GPS com um taqueômetro eletrônico. Fonte: SEEBER, 2003.....	29
Figura 7 -	Interpretação geométrica da ambigüidade GPS. Fonte: FREIBERGER JUNIOR, 2002.....	31
Figura 8 -	Exemplo de interseção a Vante com dois ângulos.....	35
Figura 9 -	Caso geral da Interseção a Ré. Fonte: PEÑA (2002).....	37
Figura 10 -	Representação geométrica da medição por Interseção a Ré.....	37
Figura 11 -	Método da Irradiação. Adaptado de VEIGA et al (2007).....	38
Figura 12 -	Poligonal fechada e apoiada.....	39
Figura 13 -	Poligonal apoiada e enquadrada.....	40
Figura 14 -	Representação de redes por triangulateração. Fonte: Adaptado de WOLF e GHILANI, 1996.....	42
Figura 15 -	Fluxograma da metodologia adotada.....	61
Figura 16 -	Localização da Área Teste 1. Fonte: Projeto UNIBASE – FIDEM (1983).....	64
Figura 17	Campos de pontos de Referência e objeto da Área Teste 1.....	64
Figura 18 -	Rastreio GPS do campo de pontos de referência.....	67
Figura 19 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando as estações de referência RECF e EPS03. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	70
Figura 20 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	71

Figura 21 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	72
Figura 22 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	73
Figura 23 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando as estações de referência RECF e EPS03. Fonte: <i>Software TGO</i>	74
Figura 24 - Gráfico das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas das estratégias de processamento do método relativo de posicionamento estático nos <i>softwares</i> GrafNet e TGO.....	76
Figura 25 - Discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) entre as estratégias de processamento do método de posicionamento estático no <i>software</i> GrafNet.....	78
Figura 26 - Discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) entre as estações de referência distintas e apenas uma estação de referência no <i>software</i> GrafNet.....	80
Figura 27 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE e EPS03 com uma ocupação e processamento simultâneo. Fonte: <i>Software GrafNet</i> ...	83
Figura 28 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE e EPS03 com duas ocupações e processamento simultâneo. Fonte: <i>Software GrafNet</i> .	83
Figura 29 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE com uma ocupação no campo de pontos de referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	85
Figura 30 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE com duas ocupações no campo de pontos de referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	85
Figura 31 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03 com uma ocupação no campo de pontos de referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	87
Figura 32 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03 com duas	

	ocupações no campo de pontos de referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	87
Figura 33 -	Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N): método <i>Stop-and-go</i> com uma e duas ocupações e o método estático.....	89
Figura 34 -	Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) método <i>Stop-and-go</i> com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000 tendo a estação UFPE como referência.....	91
Figura 35 -	Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) método <i>Stop-and-go</i> com uma e duas ocupações e o método estático tendo a estação EPS03 como referência.....	92
Figura 36 -	Gráficos das discrepâncias de coordenadas obtidas comparando as coordenadas planas retangulares UTM do método <i>Stop and go</i> com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e apenas uma estação de referência....	94
Figura 37 -	Representação do campo de pontos de referência e dos irradiamentos realizados nos vértices do campo de pontos de referência.....	96
Figura 38 -	Representação do campo de pontos de referência e dos irradiamentos realizados em cada vértice adotado no trabalho.....	97
Figura 39 -	Configuração geométrica do método de rede.....	98
Figura 40 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS.....	101
Figura 41 -	Representação gráfica das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.....	103
Figura 42 -	Discrepâncias coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.....	103
Figura 43 -	Configuração geométrica do método da poligonal fechada.....	104
Figura 44 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS.....	106
Figura 45 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do	

	campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.....	107
Figura 46 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.....	108
Figura 47 -	Configuração geométrica do campo dos pontos de referência por interseção a vante.....	109
Figura 48 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por GPS.....	112
Figura 49 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência medidos com GPS e por transformação de similaridade.....	113
Figura 50 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.....	114
Figura 51 -	Representação do campo de pontos-objeto.....	116
Figura 52 -	Geometria do método da interseção a vante do campo de pontos-objeto.....	116
Figura 53 -	Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e integração GPS/ Estação Total - Método da interseção a vante.....	122
Figura 54 -	Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas do campo de pontos-objeto provenientes da transformação de coordenadas por similaridade de Helmert.....	123
Figura 55 -	Representação geométrica do método da irradiação dupla.....	124
Figura 56 -	Gráfico das discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto calculadas pelo método da interseção a vante e as coordenadas calculadas por irradiação dupla.....	127
Figura 57 -	Localização da Área Teste 2 – Fonte: ORTOFOTOCARTA-FIDEM (1974).....	128
Figura 58 -	Ocupação GPS no campo de pontos de referência.....	130
Figura 59 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: <i>Software</i>	

	GrafNet.....	131
Figura 60 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF e UFPE. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	132
Figura 61 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	133
Figura 62 -	Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: <i>software GrafNet</i>	134
Figura 63 -	Discrepância entre as Coordenadas planas retangulares UTM das campanhas GPS realizadas em 14 de dezembro de 2007 e 11 e 16 de julho de 2008.....	135
Figura 64 -	Diferenças e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM.....	136
Figura 65 -	Representação do campo de pontos-objeto – Área Teste 2. Fonte Projeto UNIBASE – FIDEM	139
Figura 66 -	Discrepâncias de coordenadas resultantes da comparação entre o método da irradiação e interseção a vante.....	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Coordenadas das estações de referência em SIRGAS 2000. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	66
Tabela 2 -	Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de Referência RECF e EPS03. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	70
Tabela 3 -	Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e desvios padrões – Estação de Referência RECF. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	71
Tabela 4 -	Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de Referência UFPE. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	72
Tabela 5 -	Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM e seus respectivos desvios padrões em SIRGAS 2000 - Estação de Referência EPS03. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	73
Tabela 6 -	Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões. Fonte: <i>Software TGO</i>	75
Tabela 7 -	Discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas obtidas das estratégias de processamento do método relativo de posicionamento estático nos softwares GrafNet e TGO.....	76
Tabela 8 -	Coordenadas Geocêntricas, em SIRGAS 2000 - Estação de Referência RECF e EPS03. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	77
Tabela 9 -	Discrepâncias de coordenadas e resultantes planimétricas entre as estratégias de processamento do método de posicionamento estático no <i>software</i> GrafNet em SIRGAS 2000.....	78
Tabela 10 -	Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 entre estações de referência distintas e apenas uma estação de referência no <i>software</i> GrafNet.....	79
Tabela 11 -	Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM – Estação de referência UFPE e EPS03 com uma e duas ocupações. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	84
Tabela 12 -	Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e seus respectivos desvios padrões – Estação de referência UFPE com uma e duas ocupações. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	86

Tabela 13 - Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões – Estação de Referência EPS03 com uma e duas ocupações. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	88
Tabela 14 - Discrepâncias de coordenadas planas UTM: método <i>Stop-and-go</i> com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000.....	89
Tabela 15 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM: método <i>Stop-and-go</i> com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000 tendo a estação UFPE como referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	90
Tabela 16 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM e resultantes planimétricas: método <i>Stop and go</i> com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000, tendo a estação EPS03 como referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	92
Tabela 17 - Discrepâncias de coordenadas e resultantes planimétricas obtidas comparando as coordenadas planas retangulares UTM do método <i>Stop-and-go</i> com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e apenas uma estação de referência. Fonte: <i>Software GrafNet</i>	91
Tabela 18 - Coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e coordenadas locais do campo de pontos de referência – método de rede. Fonte: <i>Software ADJUST</i>	99
Tabela 19 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: <i>Software ADJUST</i>	100
Tabela 20 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS aplicando o método de redes.....	101
Tabela 21 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.....	102
Tabela 22 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.....	102
Tabela 23 - Precisoões relativas e erros angulares e lineares da poligonal. Fonte: <i>Software TopoGRAPH</i>	104

Tabela 24 - Coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e coordenadas locais aplicando o método da poligonação.....	105
Tabela 25 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: <i>Software ADJUST</i>	105
Tabela 26 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS aplicando da poligonação.....	106
Tabela 27 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação.....	107
Tabela 28 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação	107
Tabela 29 - Coordenadas planas retangulares UTM e locais aplicando o método da interseção a vante.	110
Tabela 30 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: <i>Software ADJUST</i>	111
Tabela 31 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por GPS aplicando o método da interseção a vante.....	112
Tabela 32 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência medidos com GPS e por transformação de similaridade - método da interseção a vante.....	113
Tabela 33 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade aplicando o método da interseção a vante.....	114
Tabela 34 - Coordenadas provindas do método da interseção à ré.....	115
Tabela 35 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM entre as coordenadas do vértice P4 determinadas aplicando o método da Interseção a vante e GPS.....	115
Tabela 36 - Coordenadas ajustadas do campo de pontos-objeto, desvios padrões em E e N, precisão planimétrica e valores das elipses de erro. Fonte: <i>Software ADJUST</i>	118

Tabela 37 - Parâmetros de transformação e coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 com seus respectivos desvios padrões - coordenadas do método de posicionamento relativo estático.....	120
Tabela 38 - Parâmetros de transformação e coordenadas UTM com seus respectivos desvios padrões - coordenadas do método <i>Stop-and-go</i>	121
Tabela 39 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e integração GPS/ Estação Total - Método da interseção a vante.....	122
Tabela 40 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas do campo de pontos-objeto provenientes da transformação de coordenadas por similaridade de Helmert.....	123
Tabela 41 - Coordenadas aproximadas do campo de pontos-objeto aplicando o método da irradiação dupla.....	125
Tabela 42 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto calculadas pelo método da interseção a vante e as coordenadas calculadas por irradiação dupla.....	126
Tabela 43 - Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de referência UFPE. Fonte: <i>Software GrafiNet</i> Coordenadas geodésicas e Planas UTM em SIRGAS 2000. Fonte:	131
Tabela 44 - <i>Software GrafiNet</i>	132
Tabela 45 - Coordenadas geodésicas, Planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e desvios padrões. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	133
Tabela 46 - Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões. Fonte: <i>Software GrafiNet</i>	134
Tabela 47 - Discrepância entre as Coordenadas planas retangulares UTM das campanhas GPS realizadas em 14 de dezembro de 2007 e 11 e 16 de julho de 2008.....	135
Tabela 48 - Diferenças e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM.....	136
Tabela 49 - Resultados das coordenadas, desvios padrões e elipses de erro provindos do ajustamento da poligonal apoiada e enquadrada (BVM, MR, EB-105, Q-458, Q-62, IGRM e ART).....	138
Tabela 50 - Resultados das coordenadas, desvios padrões e elipses de erro	

	provindos do ajustamento da poligonal fechada (Q-458, Q-62, Q-60 e Q-483).....	138
Tabela 51	- Precisões relativas e erros angulares e lineares das poligonais.....	138
Tabela 52	- Coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto em SIRGAS 2000: Método da irradiação. Fonte: <i>Software TopoGRAPH</i>	140
Tabela 53	- Coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto em SIRGAS 2000: Método da interseção a vante.....	140
Tabela 54	- Discrepâncias de coordenadas e resultantes da comparação entre o método da irradiação e interseção a vante.....	141

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Período de ocupação pelo método de posicionamento GPS relativo estático nos vértices do campo de pontos de referência da Área Teste 1.....	68
Quadro 2 - Vetores linhas de base observadas e suas respectivas distâncias aproximadas. Fonte: Software TGO.....	69
Quadro 3 - Período de ocupação das estações utilizando o método relativo de posicionamento <i>Stop-and-go</i>	81
Quadro 4 - Período de ocupação pelo método de posicionamento GPS relativo estático nos vértices do campo de pontos de referência da Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda.....	129

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
FIDEM	Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife
GPS	Sistema de Posicionamento Global
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IGS	International GPS Geodynamics Service
INCRA	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
LAMEP	Laboratório de Metrologia e Posicionamento Espacial
L1	Portadora L1 de Sinais GPS
L2	Portadora L2 de Sinais GPS
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
MVC	Matriz Variância-Covariância
NNSS	Navy Navigation System Satellite
NAVSTAR	NAVigation System With Time and Ranging
NBR	Norma Brasileira
OTF	On the Fly
ppm	partes por milhão
RBMC	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo
RINEX	Receiver INdependent Exchange Format
RTCM	Radio Technical Committee for Marine Services
RTK	Real Time Kinematic
RRCM	Rede de Referência Cadastral Municipal
RIBaC	Rede INCRA de Bases Comunitárias
SGB	Sistema Geodésico Brasileiro
SPS	Standard Positioning Service
STL	Sistema Topográfico Local
SGL	Sistema Geodésico Local
SGR	Sistema Geodésico de Referência
SIRGAS	Sistema de Referência Geodésico para a América do Sul
TGO	Trimble Geomatic Office
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UTM	Universal transverse Mercator
UHF	<i>Ultra High Frequency</i>
VHF	VHF – <i>Very High Frequency</i>
WGS 84	World Geodetic System of 1984

1. INTRODUÇÃO

Atualmente os levantamentos cadastrais vêm sendo bastante discutidos por especialistas do Cadastro, especialmente com relação ao problema do princípio de vizinhança, sendo este uma regra básica da Geodésia, em que a cada novo ponto determinado deve ser relacionado outros pontos de hierarquia superior em termos de precisão. Dessa forma, estão sendo estudadas novas metodologias ou adequações das já existentes no levantamento cadastral, para atender este princípio. Com este problema busca-se critérios, tolerâncias e configurações adequadas para a implantação e densificação de estruturas geodésicas, que passam servir como pontos de referência (controle), assim como critérios e tolerâncias posicionais para o levantamento cadastral, definidor de pontos-objeto (pontos limites e pontos de detalhes).

No Cadastro Imobiliário Brasileiro, as informações sobre limites e feições dos imóveis, na maioria das situações são derivadas de dois tipos de levantamentos: topográficos e fotogramétricos, ambos com características próprias. Outros fatores que influenciam na qualidade posicional dos pontos de limites de propriedades são: a inexistência de pontos densificados pertencentes a um único Sistema de Referência; existência de poucos profissionais com formação específica em levantamentos cadastrais; inexistência procedimentos específicos nacional para o Cadastro Técnico Urbano, que associe a descrição legal do limite com a definição geométrica do limite do imóvel vizinho.

Em países que possuem um sistema cadastral consolidado, o levantamento cadastral é tratado como um levantamento especial, pelas suas funções que extrapolam a característica técnica e envolvem questões legais. Nesses países, o profissional que realiza as medições cadastrais deve, obrigatoriamente, ter autorização oficial para o desenvolvimento de suas atividades arcando com responsabilidades civis e criminais e, geralmente, exige-se, uma formação complementar à formação geral em Geodésia e Levantamentos. Da mesma forma, Normas específicas de levantamento são seguidas para as aplicações cadastrais. No Brasil, em geral esse rigor não é seguido.

Os cursos de Ensino Superior, no Brasil, direcionados a essa modalidade específica, são: Engenharia de Agrimensura e Engenharia Cartográfica, com um contingente de egressos muito aquém da demanda de mercado. Essa demanda vem crescendo nos últimos anos, com regulamentação de Leis a criação de Normas para atendê-las, como por exemplo: a Lei Federal 10.267, aplicada ao Cadastro Rural, com a Norma de Georreferenciamento de imóveis Rurais do INCRA (INCRA, 2003); a NBR 14166 –

Redes de Referência Cadastral Municipal (ABNT,1998). Quanto ao Cadastro Urbano o Ministério das Cidades, em 2007, instituiu um grupo de pesquisadores para a criação de uma Norma específica para esse fim (Ministério das Cidades, 2007).

O uso dos métodos precisos de posicionamento GNSS (*Global Navigation Satellite System*) está alterando a forma de gestão dos órgãos em relação aos levantamentos cadastrais e de coleta de dados, com uma diversidade de métodos de levantamento GNSS, em particular do NAVSTAR GPS (*Navigation System With Time and Ranging - Global Positioning System*). Entre eles, cita-se: o Estático, o Estático Rápido, o *Stop-and-go* e o RTK (*Real Time Kinematics*). Este último com aplicação em tempo real, trabalha com técnicas de resolução de ambigüidades OTF (*On The Fly*).

Mesmo com esta tecnologia, que possibilita medir inúmeros pontos em curto intervalo de tempo, nem sempre é possível cumprir todas as tarefas de posicionamento, devido a eventuais perdas de sinais por obstruções que possam existir nos locais de interesse. Por isso, faz-se necessário o emprego de métodos terrestres de medição angulares e lineares com Estação Total, para determinação de pontos intervisíveis em áreas impossibilitadas de receber os sinais dos satélites GPS, áreas essas freqüentes em ambientes urbanos brasileiros.

Uma possibilidade para solucionar a problemática dos fatores que afetam a qualidade posicional de pontos de referência e dos pontos-objeto no Cadastro, é a correta aplicação dos métodos de posicionamento GPS e das correções dos elementos de calibração. Muitas vezes se faz necessário, a ratificação ou mesmo adequação de escala das redes por métodos terrestres de medição.

No contexto desse trabalho foram abordados os métodos de posicionamento GPS Estático e Semicinemático (*Stop-and-go*) e os métodos terrestres de medição com Estação Total denominados da interseção a vante, interseção a ré, poligonação, irradiação e redes por triangulação com aplicações voltadas para o Cadastro Urbano.

Os métodos terrestres de medição foram empregados em situações em que as condições de rastreamento do GPS se mostraram críticas (geometria “pobre”, multicaminho, e perdas de sinais). Os campos de pontos que se caracterizaram com esta problemática foram solucionados por observações de pontos excêntricos a eles.

Uma das áreas de estudo foi dentro do Campus da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), na qual implantou-se um campo de pontos de referência, para o estudo dos métodos de medição e determinação de pontos-objeto. Outro teste realizado foi no Sítio Histórico da cidade de Olinda - PE, com um conjunto de campo de pontos de referência e um conjunto de campo de pontos-objeto.

A pesquisa seguiu recomendações das Normas Nacionais de Levantamento Topográfico NBR 13.133/1994 - Execução de levantamentos topográficos; NBR 14.166/1998 - Implantação de Redes de Referência Cadastral Municipal; Normas para levantamento GPS (IBGE 1998), e também, a Norma internacional (USDA e USDI, 2001) - "*Standards and Guidelines for Cadastral Surveying Using Global Positioning System Methods*". A adoção da ICMS justifica-se pelo fato desta fornecer procedimentos e padrões de precisão aceitáveis para o Cadastro Urbano Internacional.

Este trabalho vem contribuir no desenvolvimento de uma metodologia propícia para alcançar precisão, exatidão e métodos adequados para execução de levantamentos cadastrais, no que concerne ao estabelecimento de pontos de referência e determinação de pontos-objeto, em ambientes urbanos edificados. Como consequência deve fornecer subsídios ao planejamento e gerenciamento territorial de cidades, com a redução dos custos e tempo de execução dos levantamentos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar precisão e confiabilidade posicional de estruturas geodésicas planimétricas implantadas e medidas por meio dos métodos GPS integrados com métodos terrestres de medição realizados com Estação Total.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Implantar e densificar estruturas geodésicas de referência, para georreferenciar as mensurações de limites de parcelas territoriais urbanas com o emprego de Estação Total e GPS;

- Desenvolver e testar estratégias de processamento e levantamento aplicáveis a parcelas territoriais urbanas condizentes aos critérios e tolerâncias posicionais estabelecidos por Normas nacionais vigentes, considerando o Princípio da Vizinhaça nas medições geodésicas;
- Analisar as distorções, considerando a propagação de erro, nas coordenadas dos vértices das estruturas geodésicas de referência e dos pontos-objeto por meio de posicionamento GPS, com Estação Total e híbridos;

1.2 Estruturação do Trabalho

O trabalho está estruturado em seis capítulos. No capítulo 1 foi introduzido à problemática e a justificativa do tema abordado nesta pesquisa e os objetivos.

O capítulo 2 "*Estruturas Geodésicas de Georreferenciamento para o Cadastro de Parcelas Territoriais Urbanas*" aborda as Leis vigentes no Brasil aplicáveis ao cadastro de parcelas territoriais urbanas e a problemática que afeta o georreferenciamento. Descreve-se o Sistema Geodésico Brasileiro (SIRGAS 2000) e a importância da compatibilização entre os diversos Sistemas Geodésicos de Referência adotados no país.

O capítulo 3 "*Métodos de Levantamentos Geodésicos Aplicados ao Cadastro de Parcelas Territoriais Urbanas*" ressalta os métodos de levantamentos cadastrais: Estático e *Stop-and-go* do Sistema de Posicionamento por Satélites e os métodos terrestres de medição: Interseção a vante, interseção a ré, poligonação, irradiação e redes por triangulateração.

No capítulo 4 "*Princípio da Vizinhaça e Propagação de Erro em Levantamentos Cadastrais Urbanos*", apresenta-se os termos qualidade e precisão no contexto de levantamentos cadastrais, assim como define o Princípio da Vizinhaça, retratando a importância do mesmo nas medições geodésicas cadastrais.

O capítulo 5 "*Experimentos e Análises Metodológicas do Desempenho de Estruturas Geodésicas de Referência e do objeto*", descreve os experimentos e metodologias utilizadas nesta pesquisa envolvendo processamento e análise dos dados observados.

No Capítulo 6 “Conclusões e Recomendações”, são descritas as sínteses dos resultados dos experimentos realizados, assim como as sugestões para futuros trabalhos. Na seqüência vêm as Referências Bibliográficas e os Anexos.

2. ESTRUTURAS GEODÉSICAS DE GEORREFERENCIAMENTO PARA O CADASTRO DE PARCELAS TERRITORIAIS URBANAS

Este capítulo aborda as Normas vigentes no Brasil que enquadram à execução de levantamentos cadastrais, no que diz respeito ao posicionamento de parcelas territoriais urbanas, trazendo a relevância das estruturas geodésicas de georreferenciamento. Descreve, além disso, a interligação destas estruturas com o imóvel urbano (parcela territorial urbana), abordando a integração de levantamentos por GPS e/ou Sistemas de Medição à base de Teodolitos e Estação Total, assim como a transformação de coordenadas entre Sistemas de Referência distintos.

2.1 Normatização Vigente no Brasil

Vários Países dispõem de Normas específicas para atividades que envolvem levantamentos cadastrais, estabelecendo métodos de levantamento e padrões de precisão aceitáveis para as mensurações relacionadas à definição de limites de parcelas territoriais urbanas. Ao contrário destes, no Brasil, ainda não existe uma Norma específica para esse fim, existindo apenas Normas que fixem condições exigíveis para execução de Levantamentos Topográficos (NBR 13.133/1994), Implantação de Rede de Referência Cadastral (NBR 14.166/1998) e Execução de Levantamentos Planimétricos e Cadastrais de Edificações (NBR 14.465/2001). Todas estas Normas citadas são da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e tratam de levantamento no geral.

A referência com relação ao levantamento de área (considerando área urbana) é feita no Código Civil de 1916 (antigo Código Civil) e na Lei Nº 10.406, de 10 de janeiro de 2002. Esta Lei, no artigo 500 (Título V - das várias espécies de contrato), manteve a mesma redação do antigo Código de 1916, com relação à obrigatoriedade para legitimar as dimensões da unidade territorial. Assim, a redação do artigo 1136 do Código de 1916, sobre a precisão dos levantamentos foi mantida, o que significa que a precisão de dimensões e extensões dos imóveis deve ser melhor que 1:20 (ou 5%) do total da área (BRASIL, 1916, 2002).

Baseados na percentagem estabelecida no Código Civil, vários trabalhos foram desenvolvidos, por exemplo, PARMA et al (2002) estudou a propagação de erros de pontos limites de propriedades situados em uma área com dimensões de um módulo fiscal, ficando atendida a legislação vigente no Código Civil a uma tolerância de 5% para mais ou para

menos nas determinações das áreas. Desta forma, diante das pesquisas realizadas em relação à tolerância posicional para pontos de limites, o erro máximo aceitável em levantamento cadastral urbano, não pode ser superior a 10 cm, enquanto que para o Cadastro Rural, esse valor não pode ser superior a 50 cm.

Os levantamentos geodésicos por posicionamento utilizando a Tecnologia GPS têm especificações definidas na Resolução PR-22, de 21 de Julho de 1983; e na norma Especificações Preliminares GPS (IBGE, 1983).

Por ultimo, tem-se a Lei 10.257 (BRASIL, 2001), a qual criou o Estatuto das Cidades aprovada em 10 de junho de 2001. Nela são tratados os instrumentos de Política Urbana, Plano Diretor e Gestão Democrática da Cidade.

Atualmente, encontra-se em discussão a elaboração de uma Norma específica para o Cadastro Urbano no Brasil. Neste sentido, foi criado um grupo de Pesquisa, composto por Profissionais, para estudar e elaborar diretrizes que envolvam tanto as questões técnicas quanto as legais nas atividades cadastrais. Isso pode ser visto como um grande passo para regulamentar os levantamentos cadastrais urbanos no Brasil (<http://www.cidades.gov.br>).

2.2 Redes Geodésicas

As redes geodésicas formadas por triangulações, no Brasil, são classificadas como de primeira, segunda, terceira e quarta ordem. Os pontos de primeira ordem pertencem ao conjunto de pontos da rede de triangulação e estão espaçados de 30 Km a 60 Km. Os pontos da rede de segunda a quarta ordem densificam gradualmente os pontos da rede de primeira ordem. Os pontos da rede de segunda ordem são distribuídos com alcances de 10 Km. Os pontos de rede de terceira e quarta ordem são distribuídos com alcances variando de 1 Km a 2 Km, sendo definidores de redes de caráter Municipal. Os pontos da rede altimétrica definidos por nivelamento trigonométrico estão materializados sobre a superfície terrestre ou sobre edificações, denominadas por pontos elevados.

A escolha de cada ponto Geodésico/Topográfico deve seguir os seguintes critérios: (a) abranger a área de interesse; (b) obedecer ao princípio da vizinhança; (c) satisfazer ao critério de medições superabundantes; (d) ligação com pontos elevados; (e) possibilidade de junção entre medições.

O Conceito de otimização de redes está intimamente ligado à configuração de pontos e a hierarquia das medições em redes otimizadas, conceitos básicos para o desenho (projeto) e otimização de redes. A qualidade de uma rede é definida em geral através dos seguintes critérios: precisão, confiabilidade, sensibilidade e custo (GRAFAREND, 1974; NIEMEIER, 1985).

Redes geodésicas podem ser classificadas a partir de diferentes pontos de vista. Considera-se inicialmente a forma da rede de acordo com a sua utilização como redes planimétricas para a Engenharia, então, segundo Moeser *et al* (2000), têm-se as seguintes configurações:

- Redes trigonométricas;
- Redes ortogonais;
- Malhas triangulares e malhas triangulares locais;
- Poligonais e redes de poligonais;
- Redes polares e estação livre.

Por causa do desenvolvimento das técnicas de medição geodésica principalmente os Sistemas Distanciométricos (Estações Totais) e GPS, a subdivisão original ganha nova denominação como redes de direção, redes de distâncias e redes combinadas, assim como redes angulares e lineares. Outras diferenças aparecem como os sistemas computacionais (programas), onde são oferecidos ajustamentos de redes uni, bi e tridimensionais. Os tipos de observações passam a ser combinados (MOESER *et al*, 2000).

Junto à forma clássica de determinação de redes por meio de campanhas de medição, o GPS oferece a possibilidade de ocupar permanentemente e temporariamente pontos de medição.

O conjunto de campo de pontos, cujos dados de medição são enviados continuamente, constitui, uma rede ativa. Esta permite a determinação de novos pontos, sem precisar ocupar os pontos desta rede com instrumentos de medição GPS. Resultando assim, na possibilidade da utilização simultânea dos pontos desta rede por uma quantidade

grande e indefinida de usuários (MOESER et al, 2000). No Brasil encontram-se disponíveis duas Redes GPS ativas: Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC) e Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária Rede INCRA de Bases Comunitárias (RIBac).

O conjunto de campo de pontos cuja a ocupação por GPS sobre os mesmos é feita em um determinado intervalo de tempo, e os dados de medição são restritos ao usuário interessado pelo levantamento, compõem as redes geodésicas passivas. As redes passivas compreendem, entre outras, a Rede Geodésica Brasileira de Triangulação, as redes GPS estaduais e municipais, entre outras.

As Redes Geodésicas são tratadas ainda como Rede Geodésica Horizontal e Rede Geodésica Vertical, as quais estão intimamente relacionadas aos Sistemas de Medição utilizados. Com o advento do GPS as coordenadas de pontos sobre a superfície terrestre passaram a ser determinadas tridimensionalmente, definindo assim, redes geodésicas tridimensionais. Por questões culturais a terminologia e definição horizontal e vertical persistem, mas o advento de novas Tecnologias, sensores e métodos de medição, contribuirão para o entendimento da definição tridimensional de um objeto qualquer.

As redes geodésicas também podem ser tratadas como estrutura geodésica, constituí-se em uma malha de vértices, materializados no terreno, conectados entre si através de observações (SANTOS, 1999). Esta estrutura geodésica representa um campo de pontos que poderá ser de referência ou de objetos (FERREIRA et al, 2004).

2.3 Estruturas Geodésicas para o Cadastro Urbano

A estrutura geodésica para o cadastro urbano advém de várias técnicas e metodologias de implantação de redes de pontos de referência para diversas finalidades (ver Capítulo 3). Estas estruturas são geograficamente bem distribuídas, destinadas neste trabalho ao posicionamento bidimensional. O estabelecimento e densificação das mesmas para o Cadastro Urbano justificam-se pelo posicionamento geodésico, de forma precisa e exata de parcelas territoriais situadas sobre a superfície terrestre e pela necessidade da elaboração de plantas topográficas cadastrais, para fins de planejamento, gerenciamento territorial e tributação.

2.3.1 Campo de Pontos de Referência para o Georreferenciamento de Parcelas Territoriais Urbanas

A definição de um campo de pontos de referência faz-se necessário para determinação posicional de um objeto de estudo. Um campo de pontos de referência conforme Botelho (2003) pode ser uni, bi ou tri-dimensional, sendo aqui dado ênfase ao caso bidimensional no posicionamento de parcelas territoriais urbanas. Dependendo da superfície de referência adotada, Botelho (2003) afirma que, seja ela o elipsóide de revolução ou um plano topográfico, o campo de pontos pode ser denominado de pontos geodésicos ou rede geodésica quando a curvatura terrestre é considerada, e campo de pontos topográficos ou rede topográfica considerando a terra como se fosse plana.

Cabe salientar que em levantamentos cadastrais de parcelas territoriais para o georreferenciamento de seus limites, estes poderão ser referenciados tanto ao campo de pontos geodésicos quanto ao campo de pontos topográficos com características locais que podem ser agrupados a dois tipos de campo de pontos, a saber: o campo de pontos de referência e campo de pontos-objeto. Assim, neste trabalho, fez-se necessário a caracterização e definição dos mesmos no contexto de levantamentos cadastrais. Esses tipos de campo de pontos também são tratados no posicionamento geodésico e medição de deformação de objetos por (FERREIRA et al, 2004).

2.3.1.1 Campo de Pontos de Referência

Tratando-se do campo de pontos de referência, o mesmo, é formado por um conjunto de pontos materializados na superfície terrestre com valores posicionais conhecidos, intencionalmente preparados para a definição do Sistema de Referência de medição estável. As coordenadas devem ser determinadas de forma a atender as especificações do IBGE (1998) e Normas vigentes da ABNT: 13.133/1994 e 14.166/1998 e 14.645/2001 para execução de levantamentos geodésicos e topográficos.

O campo de pontos de referência fica evidenciado por pelo menos dois vértices materializados fora do imóvel objeto de estudo, situados em locais que ofereçam seguridade (BOTELHO, 2003).

O levantamento de limites de parcelas territoriais urbanas requer que os mesmos sejam georreferenciados a um campo de pontos de referência, distribuído em torno da

quadra cadastral. Esse campo de pontos obrigatoriamente deve ser conectado a vértices das redes geodésicas de referência que compõem o Sistema Geodésico Brasileiro. O campo de pontos de referência ou rede geodésica deve ser medida, calculada e ajustada formando figuras quadrangulares. Os pontos adicionais de referência podem ser observados por métodos terrestres de medição angular e linear, por exemplo, poligonação, interseção, irradiação, redes angulares e lineares e por outros métodos semelhantes descritos no Capítulo 3.

Para o posicionamento geodésico de parcelas territoriais urbanas, o campo de pontos de referência pode ser materializado por pinos ligados à superfície, pinos cravados a diferentes profundidades da superfície, entre outros. Geralmente os pinos são cravados no meio fio de paralelepípedos da quadra cadastral, concretizando desta forma os pontos de referência.

2.3.1.2 Campo de Pontos-objeto

O campo de pontos-objeto é definido por BOTELHO (2003) como “um conjunto de pontos que são levantados no terreno e utilizados para representação de todos os detalhes necessários a serem representados”. Nesta pesquisa a designação de campo de pontos-objeto é dada aos pontos de limites a serem determinados posicionalmente. Estes devem ter suas coordenadas referenciadas ao sistema definido pelo campo de pontos de referência. Para Ferreira et al (2004) o campo de pontos-objeto tem a finalidade de descrever o objeto, de modo que o mesmo possa ser abstraído da melhor maneira possível. O campo de pontos-objeto pode também ser materializado por pinos cravados a diferentes profundidades da superfície.

A Figura 1 representa um campo de pontos-objeto que é monitorado a partir do campo de pontos de referência. Na mesma Figura representa-se o Sistema de Referência de medição calculado a partir dos pontos de referência (FERREIRA et al, 2004).

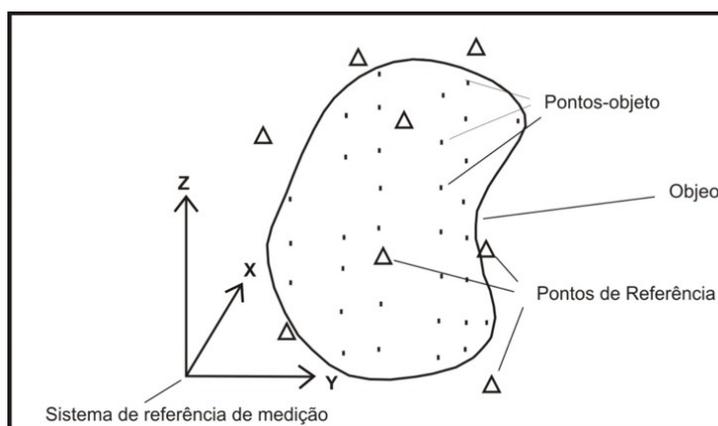


Figura 1 - Representação do Sistema de Referência de Medição a partir dos pontos de referência. Fonte : FERREIRA et al, 2004.

Os critérios de precisão, aceitos para o campo de pontos-objeto devem ser especificados no trabalho, e a propagação do erro é estudada a partir do campo de pontos de referência. Neste caso, as coordenadas do campo de pontos de referência são tomadas como verdadeiras, com suas inexatidões desprezadas (Capítulo 5).

2.3.2 Problemática do Georreferenciamento de Parcelas Territoriais

A definição e densificação de uma estrutura geodésica de georreferenciamento foi contemplada em Bonifácio e De Seixas (2007). Neste contexto, esta estrutura geodésica densificada foi definida por uma malha de formato quadrangular implantada no interior de uma propriedade, neste caso rural, que interliga a rede de referência do Sistema Geodésico Brasileiro (SIRGAS 2000) aos pontos delimitadores da propriedade. Ressaltando-se a importância da utilização de figuras quadrangulares com linhas de base curtas definidoras das estruturas geodésicas de georreferenciamento e suas respectivas diagonais. A partir desta é que foi, então, efetuado o levantamento demarcatório do imóvel. No trabalho foi sugerido que o georreferenciamento de uma propriedade fosse feito a partir de um campo de pontos de referência, estrutura geodésica densificada no interior da mesma, para o caso rural, a partir de pontos do Sistema Geodésico Brasileiro.

Tratando-se aqui de parcelas territoriais urbanas e estendendo-se as definições acima para a área de aplicação deste trabalho, têm-se como campo de pontos de referência os pontos da Rede Ativa de Monitoramento Contínuo do IBGE, os pontos da Rede Geodésica de primeira ordem do IBGE, assim como os pontos densificados destas

estruturas geodésicas e definidas nesta pesquisa (ver Capítulo 5), neste caso circunscritas a área, em detrimento ao que foi exposto acima para área rural.

As estruturas geodésicas de georreferenciamento quadrangulares tornam-se difíceis de serem completamente respeitadas, quando as medições terrestres por meio de Estação Total devem ser utilizadas no procedimento de medição, por causa das obstruções ocasionadas pelas edificações urbanas aos alinhamentos definidos pelo aparelho, impedindo assim, a intervisibilidade entre os pontos das estruturas geodésicas e ocupadas pela Estação Total. Assim, as estruturas geodésicas serão definidas através de poligonais e estruturas triangulares implantadas no entorno de cada quadra urbana. Todos estes conjuntos de campo de pontos de referência são utilizados para o georreferenciamento do objeto. Estes pontos serão definidos em relação ao Sistema Geodésico de Referência Brasileiro (SIRGAS 2000). Como campos de pontos-objeto, têm-se os vértices definidores das parcelas territoriais urbanas.

Neste trabalho estes campos de pontos foram determinados por meio da Tecnologia GPS e/ou Sistemas de Medição à Base de Teodolitos ou Estação Total (ver Capítulo 3).

Os Sistemas de Medição à Base de Teodolitos ou Estação Total são empregados para medições de superfícies com/sem a utilização de alvos artificiais, quando o sistema de medição polar à base de teodolitos fundamenta-se no método da triangulação ativa, ou quando o taqueômetro se dispõe de um distanciômetro, o qual opera sem a utilização de refletores (*método de medição polar*) (DE SEIXAS, 2004). Os Sistemas de Medição à Base de Teodolito ou Estação Total vêm sendo utilizados em várias aplicações industriais, como também em levantamentos de parcelas territoriais urbanas.

O número de pontos que compõe as redes geodésicas existentes no Brasil, distribuídos na imensa área que o país ocupa, ainda não é suficiente para agilizar o processo de medição, isso, porque não há uma distribuição equitativa das estruturas geodésicas de georreferenciamento, acarretando assim, muitas vezes em um processo de medição lento, o que torna o custo do levantamento elevado.

A inexistência de infra-estrutura geodésica na região dos trabalhos, situação esta evidenciada por Bonifácio (2008), implica em uma das maiores problemáticas do levantamento do campo de pontos de referência ao levantamento cadastral, principalmente, nos municípios que não dispõem de uma Rede de Referência Cadastral, situação que

abrange a maioria das Cidades Brasileiras em especial as Cidades de médio e pequeno porte. Isto significa que o profissional responsável pela realização do levantamento, obrigatoriamente, deve fazer o transporte de coordenadas para uma base próxima ao local a ser observado. Esta base deve compreender um número mínimo de 2 pontos (ver item **2.3.1.1**) na planimetria, que dependendo da distância, o período de rastreamento poderá variar, por exemplo, de 30 minutos a 6 horas. Literaturas como BONIFÁCIO e De SEIXAS (2007) e BOTELHO (2003) demonstram a necessidade do georreferenciamento de parcelas territoriais a partir de uma base geodésica estabelecida na área de trabalho.

Outra problemática a ser apontada em levantamento cadastral urbano por GPS, diz respeito à identificação de locais abertos, próximos à área de trabalho para o estabelecimento do campo de pontos de referência, uma vez que, em ambientes urbanos, a presença de edificações e árvores é evidente e impede a recepção dos sinais de satélites GPS. Assim, em situações onde existem aglomerados urbanos, os pontos são implantados distantes da área de trabalho, de forma que destes possam ser feitos o transporte de coordenadas por métodos terrestres de medição angular e linear para a área de interesse. Isso afeta a uniformidade da distribuição geométrica dos pontos de referência; e também dificulta a visibilidade entre dois pontos para a formação de uma base para georreferenciamento de limites da parcela territorial urbana quando se trabalha com Estação Total.

Sobre esta ótica, foram abordadas neste trabalho duas situações distintas para realização dos experimentos (ver Capítulo 5). Na primeira, o levantamento cadastral da Área Teste 1, dispõe de um campo de pontos de referência nas imediações, compreendendo pontos da Rede Geodésica de Primeira Ordem, da Rede Ativa de Monitoramento Contínuo (RBMC) do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), além de pontos da futura Rede de Referência Cadastral da UFPE, todos com vértices situados a uma distância inferior a 700 m da Área Teste 1. Neste caso, foi criada e testada uma segunda hierarquia de campo de pontos de referência densificado a partir dos pontos citados acima. Na segunda situação, o levantamento cadastral da área Teste 2 está localizado na ordem de 13 Km destes pontos de referência citados acima. Devido a distância das estações de referência integrantes, houve a necessidade de transportar as coordenadas destes pontos de referência para a área de trabalho, com linhas de base de comprimento bem maiores do que na primeira situação, e no mínimo duas hierarquias de campo de pontos de referência foi necessário, condição esta mais condizente com a realidade urbana.

2.3.3 Implantação de Estruturas Geodésicas de Georreferenciamento

O campo de pontos planimétricos de referência cadastral é base para o levantamento de parcelas territoriais urbanas. Sua definição segundo um Sistema de Referência é necessária, a fim de poderem ser definidos campos de pontos de referência e pontos-objeto interligados entre si. A materialização desses pontos deve ser realizada em lugares seguros e visíveis, de forma a evitar a degradação e dificuldade de localização dos mesmos.

A escolha dos locais de construção das estruturas geodésicas deve obedecer a critérios de distâncias entre os marcos mantendo uma proporcionalidade de no mínimo um quarto entre a maior e a menor distância dos lados do quadrilátero, como também, a intervisibilidade entre os mesmos, principalmente se o campo de pontos de referência é utilizado para levantamentos à base de Estação Total (BONIFÁCIO e De SEIXAS, 2007).

Uma Estrutura Geodésica de Referência Horizontal é concretizada por meio de medições: de ângulos, direções, distâncias, e por dados obtidos por técnicas espaciais, tais como o Sistema de Posicionamento Global. O projeto de uma rede está vinculado à precisão das posições obtidas mediante medições realizadas (SANTOS JUNIOR, 2005).

A partir de medições geodésicas realizadas nos pontos da rede e após o seu estabelecimento é executado o ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados (TEIXEIRA e FERREIRA, 2003). Quando se deseja obter informações sobre a qualidade de um levantamento, o mesmo deve ser ajustado, portanto, deve-se dispor de redundância observacional (MONICO e SILVA, 2003). O ajustamento das observações realizadas nesta pesquisa é discutido no Capítulo 4.

A execução da análise da qualidade da rede, para identificar possíveis erros embutidos na mesma, aplicando testes estatísticos, é extremamente necessária. Dessa forma, a aplicação do teste global, conhecido também como teste Qui-Quadrado (Capítulo 4), objetiva verificar a compatibilidade das observações com o modelo matemático (funcional) e estocástico adotado, indicando a qualidade do ajustamento. Quando erros são identificados, surgem questionamentos com relação ao trabalho realizado e como solucionar esses erros (SANTOS JUNIOR, 2005).

O controle de qualidade dos levantamentos realizados neste trabalho foi realizado aplicando o teste Qui-Quadrado a um nível de confiança de 95% (ver Capítulo 4).

A seguridade com relação ao posicionamento preciso da parcela é somente proporcionada se os levantamentos cadastrais das mesmas forem georreferenciadas a um campo de pontos que integre uma rede geodésica com precisões condizentes as especificações pré-estabelecidas por Normas apresentadas no item **2.1**.

A seguir é apresentada a metodologia de implantação de estruturas geodésicas de georreferenciamento e definição do conjunto de campo de pontos-objeto adotada neste trabalho (ver Capítulo **5**):

- (a) Escolha dos pontos passivos e ativos da rede geodésica brasileira de primeira ordem para o transporte de coordenadas;
- (b) Levantamento e transporte de coordenadas para a área (implantação da estrutura geodésica densificada);
- (c) Processamento e ajustamento da estrutura geodésica densificada, definidora de uma rede local de referência;
- (d) Levantamento dos pontos-objeto e transporte de coordenadas da estrutura geodésica de georreferenciamento para os pontos-objeto.

2.3.4 Interligação do Sistema de Referência da Estrutura Geodésica de Georreferenciamento com a Parcela Territorial Urbana

O sistema de referência de medição é o elemento chave para a interligação entre os diferentes campos de pontos (DE SEIXAS, 2004). Um sistema de coordenadas superior (Sistema UTM, cujas coordenadas são determinadas com GPS) abrange toda área de levantamento. Dentro desta área poderão existir vários objetos, podendo estar definido em um apropriado sistema de coordenadas do objeto (DE SEIXAS e BURITY, 2004), podendo representar, neste caso, o Sistema de Referência Topográfico Local (Sistema da Estação Total)

O transporte de coordenadas do sistema de referência para o sistema de coordenadas do objeto em levantamentos cadastrais urbanos, é realizado para no mínimo dois vértices localizados na área de trabalho, onde a partir destes são empregados métodos topográficos convencionais, para interligar a parcela territorial urbana a pontos georreferenciados das

redes de referências geodésicas integrantes do Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). Essa interligação ocorre por meio de:

- redes geodésicas estaduais estabelecidas a partir do rastreamento de sinais de satélites de posicionamento e homologadas pelo IBGE;
- vértices da rede brasileira fundamental de 1ª ordem, desde que os mesmos tenham sido reocupados com rastreadores de sinais do GPS, e suas novas coordenadas homologadas pelo IBGE;
- estações ativas receptoras de sinais de satélites do GPS, da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo – RBMC/IBGE;
- estações ativas receptoras de sinais de satélites do GPS, da Rede INCRA de Bases Comunitárias do GPS – RIBaC, quando homologadas;
- estações ativas receptoras de sinais de satélites do GPS, pertencentes a outros órgãos públicos ou empresas privadas, desde que homologadas pelo IBGE;

Nos levantamentos geodésicos realizados por GPS no Brasil, o referencial adotado pelo SGB é o SIRGAS 2000 compatível com o WGS 84, enquanto que nas medições envolvendo métodos topográficos convencionais terrestres, as medidas de ângulos ou direções e distâncias são feitas com base em um Sistema de Coordenadas Terrestres Locais. Dessa forma, faz-se necessário a integração de coordenadas, oriundas de levantamentos topográficos e GPS, para que essas sejam compatibilizadas para o mesmo Sistema de Referência.

A compatibilização referida no parágrafo anterior é tratada em VARGAS e SCHAAL, 2002, MARQUES et al, 2006 podendo ser realizada por transformação de coordenadas obtidas com GPS para o Sistema Topográfico Local, procedimento este conhecido como integração por coordenadas. Outra forma, é a integração pelas observações de campo, que é feita convertendo-se as coordenadas do processamento com GPS (ΔX , ΔY e ΔZ) para os tipos de observações coletadas em uma Estação Total (distância, diferença de altitude e azimute entre pontos).

O Sistema Topográfico Local considerado por GARNÉS et al, 2005 consiste de um sistema cartesiano com orientação do eixo Z coincidindo com a direção normal ao elipsóide de referência no ponto origem (φ_0, λ_0) , sendo o sentido positivo o “zenital”; o eixo Y tem orientação positiva para o norte e a direção coincidente com a direção da reta tangente ao meridiano elipsóidico na origem do sistema; o eixo X forma com os demais eixos um terço cartesiano ortogonal destrógiro (orientação positiva para leste). A Figura 2 ilustra o Sistema Topográfico Local, cujos eixos do sistema são adotados como XL, YL e ZL, e um Sistema Geodésico Geocêntrico com eixos X, Y e Z.

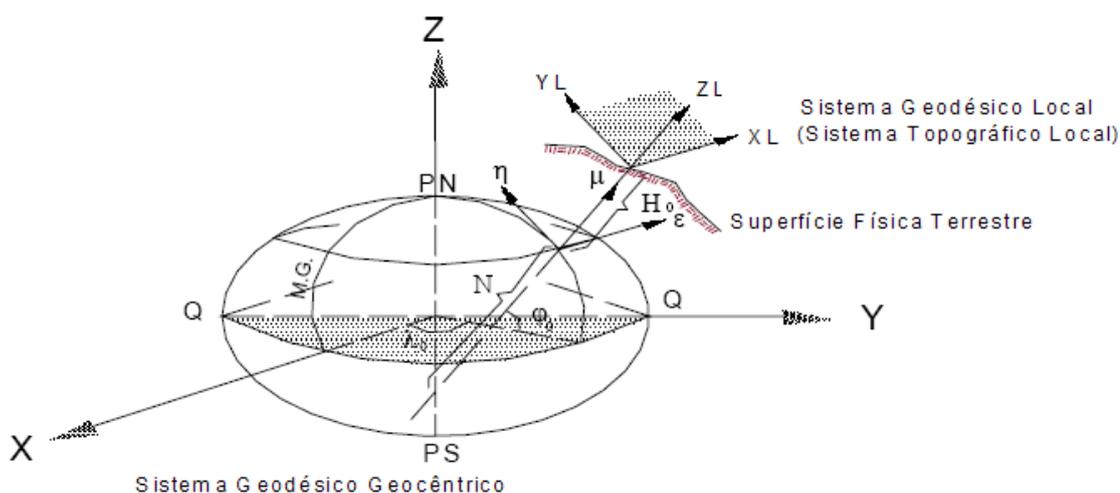


Figura 2: Sistema Geodésico Local. Fonte: GARNÉS (1998).

O Sistema Geodésico Local e o Sistema Topográfico Local representados na Figura 2, tratando-se de levantamentos cadastrais de pequenas extensões onde os efeitos da curvatura terrestre em medições por métodos topográficos convencionais podem ser considerados desprezíveis, são tratados como único (JEKELI, 2002 in MARQUES et al, 2006).

A interligação entre os diferentes campos de pontos, dos seus correspondentes sistemas de referência (sistemas de coordenadas), é realizado na prática através do sistema de coordenadas do aparelho (sistema de referência de medição) (DE SEIXAS e BURITY, 2005).

Para a integração entre operações geodésicas e topográficas, tornam-se imprescindíveis as transformações entre os diferentes sistemas de coordenadas envolvidos na região de estudo. Sendo feitas reduções lineares e angulares, quando necessário para

que sejam uniformizadas as superfícies de referência, ou seja, para que a compatibilização entre os sistemas envolvidos seja correta.

Existem dois métodos propostos por Schödlbauer 1993 apud Kahmen 2005 para a transformação de coordenadas em redes quando são empregadas as técnicas de posicionamento por satélite: a Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde o fator de escala da rede de origem é preservado e a Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde as altitudes não são levadas em consideração.

Normalmente as redes determinadas por meio do posicionamento por satélite podem ser empregadas para densificar às redes implantadas para as medições terrestres, para que estas possam servir às Medições Aplicadas à Engenharia, ao Cadastro, à Topografia e aos Sistemas de Informações Geográficas.

Fundamentalmente, tem-se a transformação das coordenadas determinadas no sistema dos satélites e nas coordenadas dos pontos pertencentes às medições terrestres. No item a seguir será abordado esta temática.

O presente trabalho propõe a integração do levantamento cadastral das coordenadas do campo de pontos de referência e limites de parcelas territoriais urbanas obtidos por métodos da Tecnologia GPS e por métodos do Sistema de Medição à Base de Teodolitos (Estação Total) a partir de transformação de coordenadas por similaridade de Helmert – caso bidimensional. Para isso, foram medidos pontos homólogos em ambos os sistemas com distribuição adequada nas Áreas Testes (Capítulo 5).

A conexão entre um sistema e outro foi realizada a partir dos parâmetros de transformação (item 2.3.5.1). Os pontos delimitados e demarcados do imóvel passam a ser definidos a partir da realização das redes geodésicas e estruturas geodésicas de georreferenciamento, estas últimas como definidas no item 2.3.1, por meio de campos de pontos de referência.

2.3.5 Transformação em Redes Aplicadas à Medição Terrestre e à Medição à Engenharia

Geralmente, pergunta-se inicialmente sobre o posicionamento e orientação do elipsóide correspondente, assim como o fator de escala. Caso os parâmetros de transformação não sejam dados, determinar-se-ão os mesmos a partir de pontos idênticos.

Como descrito no item anterior existem dois métodos propostos por Schödlbauer 1993 apud Kahmen 2005 quanto a transformação em redes a seguir descritos.

2.3.5.1 Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde o Fator de Escala da Rede de Origem é Preservado

Aplicação: Este tipo de transformação poderá ser empregado, quando redes de obras de Engenharia são determinadas através de Sistemas de Posicionamento por Satélite com alta precisão e estas deverão ser inseridas em uma rede terrestre um pouco menos precisa. Por causa das medições GPS são descritas coordenadas tridimensionais (X, Y, Z) definidas em um Sistema de Referência Global (WGS 84). Uma parte destes pontos deverão ser dados em coordenadas UTM $(X, Y)_{LS}$ e altitudes ortométricas $(H)_{LS}$ no Sistema de Referência Local (LS). Cabe salientar que as coordenadas UTM $(X, Y)_{LS}$ equivale as coordenadas Este e Norte.

As coordenadas dos novos pontos devem ser inseridas no Sistema Terrestre Local sem perder a homogeneidade e a alta precisão do fator de escala das redes GPS. Além disso as altitudes dos novos pontos no Sistema Terrestre deverão ser calculadas. Neste caso é necessário o conhecimento de um Geóide Local com alta precisão, para que as altitudes elipsoidais das redes GPS possam ser calculadas em altitudes ortométricas e vice-versa.

A seqüência do cálculo é representada em um fluxograma (Figura 3). Primeiramente as coordenadas geocêntricas cartesianas $(X, Y, Z)_{WGS84}$ são transformadas em coordenadas geodésicas (Latitude (φ) e Longitude (λ)) e altitudes elipsoidais (h) através de uma transformação geodésica ("G"). Uma transformação geodésica descreve uma passagem de um sistema de coordenadas em outro sem perder o sistema de referência original. Realiza-se uma outra transformação geodésica, onde as coordenadas geodésicas

$(\varphi, \lambda$ e $h)$ são transformadas em coordenadas planas retangulares UTM (X, Y) , obtendo-se assim, $(X, Y, h)_{WGS84}$.

No Sistema Local são dadas para alguns pontos idênticos às coordenadas UTM e altitudes ortométricas $(X, Y; H)_{LS}$. Com a ajuda de uma transformação de altitude "H" são transformadas as altitudes ortométricas em altitudes elipsoidais.

Só depois disto é que as coordenadas $(X, Y; h)_{LS}$ do Sistema Terrestre Local e $(X, Y, h)_{WGS84}$ do Sistema Geocêntrico Global de pontos idênticos podem ser utilizadas em uma transformação de similaridade representada na Figura 3 por "A".

Os 6 parâmetros de transformação calculados servirão finalmente para a transformação dos novos pontos $(X, Y, H)_{LS}$. Cujas altitudes são ainda transformadas em altitudes ortométricas.

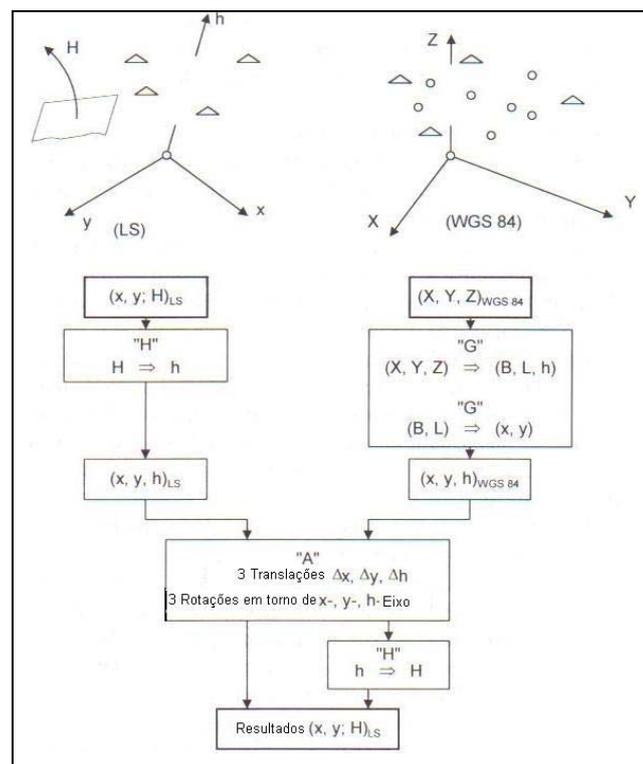


Figura 3 - Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde o Fator de Escala da Rede de Origem é Preservado. Fonte: KAHMEN (2005).

2.3.5.2 Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde as Altitudes não são Levadas em Consideração

Este tipo de transformação ocorre com frequência nas medições terrestres. Em projetos de engenharia segue-se este caminho quando as altitudes, por causa da exigência de alta precisão, devem ser determinadas através do nivelamento e as redes locais (terrestres) apresentam distorções que são insignificantes. A sequência dos cálculos são descritas no fluxograma da Figura 4.

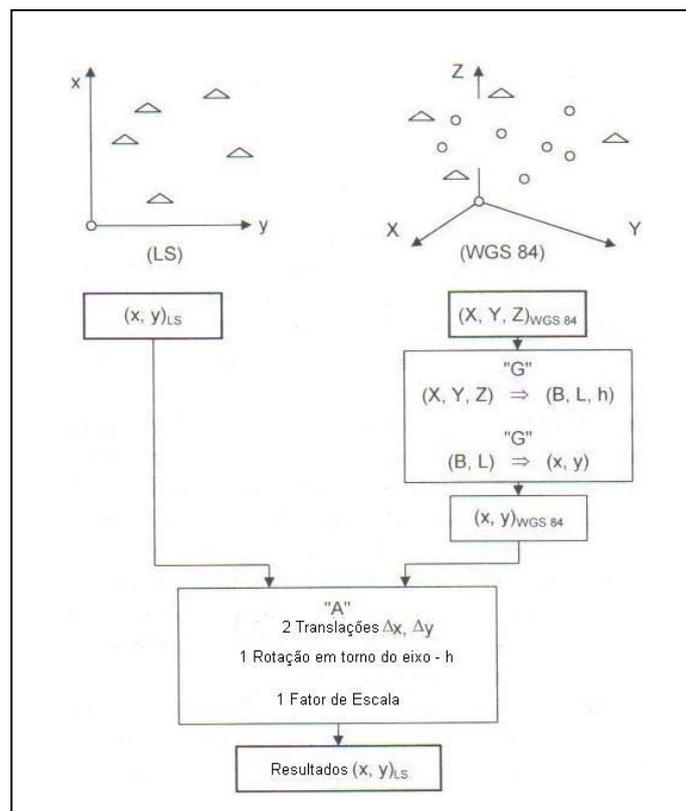


Figura 4 - Transformação de um Sistema de Referência Global em um Sistema de Referência Local, onde as altitudes não são levadas em consideração. Fonte: KAHMEN (2005).

Primeiramente, como no caso anterior, são transformadas as coordenadas cartesianas $(X, Y, Z)_{WGS84}$ do Sistema Geocêntrico Global através de uma transformação geodésica ("G") em coordenadas geodésicas $(\varphi, \lambda, h)_{WGS84}$ e estes, então, são transformados em coordenadas plana retangulares UTM $(X, Y)_{WGS84}$, onde as altitudes permanecem sem consideração. A transformação de similaridade representada por "A"

(Figura 4) contém apenas duas translações Δx e Δy , uma rotação em torno do eixo h - *Altitude* e um ajuste do fator de escala.

A transformação de similaridade também conhecida como Transformação Bidimensional Conforme Generalizada ou ainda Transformação dos Quatros Parâmetros, é a mais indicada para o caso deste trabalho, levando-se em consideração que os campos de pontos de referência e campo de pontos-objeto (pontos de limites entre as parcelas territoriais urbanas), são medidos no STL e Sistema GPS. Esta transformação no modelo plano conforme Kahmen e Faig (1988), expressa a relação entre dois sistemas de coordenadas. Esta relação é dada por:

- a) Duas translações ou deslocamentos em ambas as direções x_0 e y_0 ;
- b) Uma rotação segundo um ângulo φ ;
- c) Um fator de escala (q), que relacione os dois Sistemas.

A Transformação de Similaridade requer no mínimo dois pontos de controle identificáveis e bem distribuídos comuns em ambos os sistemas. Nas situações onde são disponibilizados mais de dois pontos de controle um ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados (MMQ) é possível (KAHMEN, 2005) e esta transformação passa a ser denominada de Transformação de Similaridade de Helmert.

A Figura 5 representa os elementos da transformação de similaridade no caso bidimensional. Os pontos idênticos nos dois sistemas são (A e E) e os pontos a serem transformados são (P_0, P_1, P_2, P_3 e P_i). A Figura 5 representa os dois sistemas: Sistema Superior (X, Y) e Sistema Local (ξ, η). Para interligar o conjunto de campo de pontos obtidos por medição terrestres com o conjunto de pontos obtidos por GPS é necessário a determinação dos parâmetros de transformação, os quais são definidos pela transformação de coordenadas por similaridade.

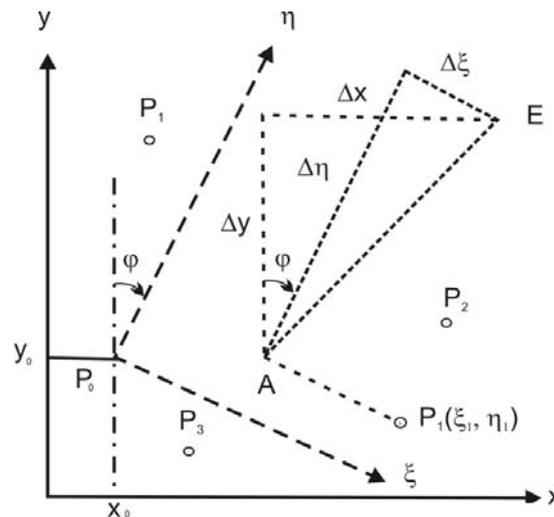


Figura 5 - Sistema de Coordenadas. Fonte: KAHMEN e FAIG (1988).

A formulação matemática a seguir para o cálculo das coordenadas no sistema (XY) a partir de vários pontos idênticos dada por (KAHMEN e FAIG, 1988) é apresentada abaixo:

1. Coordenadas do centro de gravidade

$$\begin{aligned} X_s &= \Sigma x / n, & Y_s &= \Sigma y / n \\ \xi_s &= \Sigma \xi / n, & \eta_s &= \Sigma \eta / n. \end{aligned} \quad (1)$$

1. Desvios

$$\begin{aligned} \Delta Y_i &= Y_i - Y_s & \Delta X_i &= X_i - X_s \\ \Delta \xi_i &= \xi_i - \xi_s & \Delta \eta_i &= \eta_i - \eta_s \end{aligned} \quad (2)$$

2. Cálculo do fator de escala

$$q = \sqrt{a^2 + o^2} \quad (3)$$

3. Ângulo de rotação

$$\varphi = \arctan \frac{o}{a} \quad (4)$$

4. Parâmetros auxiliares de transformação

$$\begin{aligned} o &= q \sin \varphi = (\Sigma \Delta \eta \Delta x - \Sigma \Delta \xi \Delta y) / \Sigma (\Delta \xi^2 + \Delta \eta^2) \\ a &= q \cos \varphi = (\Sigma \Delta \eta \Delta y + \Sigma \Delta \xi \Delta x) / \Sigma (\Delta \xi^2 + \Delta \eta^2) \end{aligned} \quad (5)$$

5. Centro de rotação das coordenadas

$$\begin{aligned}x_o &= x_s - o\eta_s - a\xi_s \\y_o &= y_s - a\eta_s - o\xi_s\end{aligned}\tag{6}$$

6. Residual linear

$$\begin{aligned}dx_i &= (x_s + a\Delta\xi_i + o\eta_i) - x_i \\dy_i &= (y_s - o\Delta\xi_i + a\eta_i) - y_i\end{aligned}\tag{7}$$

A transformação de similaridade de Helmert empregado neste trabalho envolve a utilização de três pontos identificáveis no sistema UTM e no STL. As coordenadas do campo de pontos de referência e do campo de pontos-objeto envolvendo essa transformação são apresentadas no Sistema UTM.

3. MÉTODOS DE LEVANTAMENTOS APLICADOS AO CADASTRO DE PARCELAS TERRITORIAIS URBANAS

Este capítulo aborda o estado da arte dos métodos de medição aplicados a levantamentos cadastrais, indo desde os métodos topográficos convencionais aplicados na Antigüidade até o surgimento do Sistema de Posicionamento Global (GPS). Aborda também, a importância do GPS para o Cadastro e seus métodos adotados nesta pesquisa para o posicionamento de pontos de referência e pontos-objeto no levantamento de parcelas territoriais urbanas, além de definir os métodos de levantamentos topográficos aqui empregados.

3.1 Estado da Arte

Os primeiros registros sobre levantamentos cadastrais tiveram início com a divisão do Egito em parcelas territoriais, em 1400 aC., para fins tributários (cobrança de impostos), por Agrimensores da época. A demarcação de limites dessas parcelas eram desfeitas anualmente pelas enchentes do Rio Nilo e novos levantamentos eram feitos para remarcar os limites as suas margens. Para esta atividade, os agrimensores dispunham de cordas, instrumentos de medição utilizados naquela época (WOLF e GHILANI, 2006).

Devido aos inúmeros levantamentos realizados às margens do Rio Nilo, os pesquisadores Gregos, fizeram buscas por alternativas a fim de solucionar os problemas relacionados a estes levantamentos, tornando-se os pioneiros no desenvolvimento da Ciência Geométrica. No entanto, a Topografia aplicada a levantamentos foi permitida graças ao surgimento da geometria pelos estudiosos Gregos, sendo eles os primeiros a escrever tratados de Topografia, entre os quais se destacou “Heron”, responsável pela escrita de “The Dioptra”, que relata métodos de levantamento de campo, desenhos de plantas e execução de cálculos relacionados a levantamentos (WOLF e GHILANI, 2006).

Em uma visão mais ampla, outros povos também contribuíram para o desenvolvimento da Área de levantamento. De acordo com Espartel (1961) os métodos e instrumentos de medição topográficos foram também concedidos pelos Árabes e Romanos, que embora primitivos, propiciaram descrever, delimitar e avaliar propriedades rurais, com finalidades cadastrais.

Com o passar do tempo, já nos séculos XVIII e XIX, houve avanços significativos na área de levantamentos, devido à necessidade de definição de limites e mapeamento da Inglaterra e França. Na obtenção destes limites foram exigidos uma precisão e determinação por triangulação. Portanto, para controlar a realização dos levantamentos foi criada em um congresso realizado em 1807, a “Coast Survey”, órgão responsável pelos levantamentos (WOLF e GHILANI, 2006). Com isso, surge a necessidade de aperfeiçoamento e criação de novos instrumentos de medição na Área de mensuração topográfica.

O aperfeiçoamento dos instrumentos topográficos foi concebido graças a estudiosos, entre os quais, pode-se citar: o Engenheiro Suíço Henrique Wild, o Geodesta Italiano Ignazio Porro, e o Alemão Carl Zeiss. Já nos levantamentos topográficos, a evolução foi dada graças a Pothenot e Hansen (ESPARTEL, 1961).

O primeiro método de levantamento topográfico a ser utilizado foi o método da interseção a ré, também denominado problema de “Pothenot”, aplicado aos levantamentos cadastrais desde a criação da geometria, cuja solução era obtida por cálculos manuais.

O problema da interseção a ré baseado no conhecimento da lei de igualdade dos ângulos inscritos em arcos iguais, vem sendo utilizado a mais de 2000 (dois mil) anos e sua aplicação nos levantamentos geodésicos se deu no século XVII (PENÃ, 2002).

Atualmente, chega-se a uma solução com o método da interseção a ré com ajustamento pelo MMQ, assunto este tratado no capítulo 4.

Com o desenvolvimento da geometria e instrumentação topográfica, outros métodos de levantamento planimétrico foram criados, entre os quais, pode-se citar: a triangulação (envolve também os métodos da interseção a ré e a vante) e poligonação. Estes métodos foram aplicados durante muito tempo na densificação de Redes Geodésicas de Referência, fato que começou a mudar na década de 70', com a chegada dos Sistemas de Posicionamento por Satélites em especial o Sistema de Posicionamento Global (GPS).

Quando se trata de áreas grandes, somente a aplicação de métodos terrestres de medição com o emprego de Estação Total não é viável, porque os custos e o tempo de execução se elevam fazendo necessário à adoção de outros métodos de levantamento. Uma alternativa para amenizar esta situação, surgiu com a chegada dos métodos de

medição por satélites proporcionando rapidez e precisão aos levantamentos cadastrais. Diante deste fato, é necessário salientar que quase sempre é necessário combinar os métodos de medição por satélites aos métodos terrestres de medição.

A utilização de satélites para posicionamento geodésico surgiu em 1957 quando os Russos lançaram o satélite *Sputnik*. Em 1958 os americanos lançaram o satélite *Vanguard* inicializando o desenvolvimento do Sistema. A partir de 1967, um sistema denominado *Navy Navigation System Satellite* (NNSS), foi liberado para uso civil (LETHAM,1996 em BERNARDI e LANDIM, 2002).

O GPS surgiu no final da década 70', quando pesquisadores da Força Aérea dos Estados Unidos desenvolveram um sistema de navegação por satélites NAVSTAR/GPS (*NAVigation System with Time and Ranging Global Positioning System*). Exatamente em 1973, foi criado o NAVSTAR/GPS, pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos, a princípio desenvolvido exclusivamente para fins militares e com acesso restrito, objetivando o posicionamento de pontos. Somente a partir de 1983 este Sistema foi utilizado em medições geodésicas e sua configuração completa foi prevista para 1994 (SEEBER, 2003). O GPS é visto como mais uma alternativa para realizar levantamentos sobre a superfície terrestre, revolucionando os métodos e técnicas de coleta de dados no campo. Nas últimas décadas os métodos desse Sistema vêm sendo bastante aplicados em medições para fins cadastrais, principalmente com o desenvolvimento dos métodos rápidos.

3.2 Considerações sobre o GPS Aplicado ao Cadastro

O GPS aplicado ao levantamento cadastral urbano é um instrumento bastante produtivo quando combinado com Estação Total. Mas, também cabe salientar, que apesar das inúmeras vantagens que o GPS proporciona, como rapidez e precisão na aquisição de dados, este também apresenta limitações.

Por causa da alta exatidão e o curto tempo de observação, o GPS pode ser empregado economicamente para levantamentos de detalhes em áreas rural e urbana. As principais áreas de aplicação estão relacionadas com a instalação ou manutenção de Cadastro Multifinalitário ou Sistemas de Informações Geográficas (SEEBER, 2003).

Um grande problema no levantamento cadastral com GPS é a perda de sinal causada pelas edificações, árvores, torres, pontes, entre outros. Esta é a razão exclusiva

porque o emprego do GPS no levantamento cadastral está restrito para áreas abertas. Com a presença de tais obstruções, o GPS será empregado principalmente para determinar os pontos de estação ocupados por taqueômetros eletrônicos (Estações Totais) ou outros instrumentos convencionais utilizados em levantamentos (SEEBER, 2003). A Figura 6 ilustra essa situação.

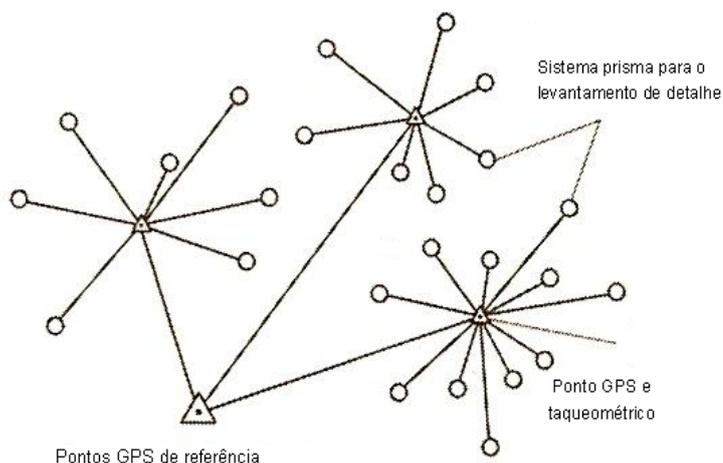


Figura 6 - Combinação de GPS com um taqueômetro eletrônico. Fonte: SEEBER, 2003.

Em áreas urbanas abertas, com ruas largas, prédios baixos e vegetação baixa, podem ser usados métodos GPS rápidos, como o método *Stop-and-go* (ver item 3.3.3) e RTK.

Em pesquisa bibliográfica realizada por Gama et al (2007) observou-se que em alguns países, Normas como a “*Standards and Guidelines for Cadastral Surveys Using Global Positioning System Methods*”, adotada pelo Departamento de Agricultura e Serviço Florestal (FC) e pelo Departamento-Norte Americano de Terra dos EUA (USDA e USDI, 2001), recomenda os métodos e técnicas do Sistema GPS, tais como o método Estático, método cinemático rápido *Stop-and-go* e a técnica RTK para levantamentos cadastrais. Outros países realizaram e continuam realizando testes, principalmente nos últimos anos, devido ao desenvolvimento das técnicas rápidas de medição, para concretizar suas aplicações no Cadastro. Os testes vêm sendo realizados desde a década de 90’ por países como: Dinamarca, Malásia, Brasil, Israel, com resultados satisfatórios em atendimento às tolerâncias posicionais especificadas.

O princípio para determinação de coordenadas com o GPS é baseado na medição das chamadas pseudodistâncias (distância satélite-antena afetada por efeitos ou erros sistemáticos) entre a antena de um receptor e as antenas de no mínimo quatro satélites. A

partir das coordenadas conhecidas destes satélites, referenciadas a um Sistema de Referência (WGS 84), é possível determinar as coordenadas de um ponto na superfície terrestre (SEEBER, 2003).

No Cadastro Urbano, em áreas densamente ocupadas, um fator desfavorável quanto ao emprego do GPS são as perdas dos sinais GPS por meio das edificações, árvores, torres, dentre outros. Uma solução viável para trabalhos desenvolvidos nestas áreas, que apresentam estas características é a combinação das medições GPS e as medições terrestres com Estação Total.

No próximo item é feita uma abordagem sobre os métodos de levantamento com GPS aplicados na definição de limites de parcelas territoriais urbanas, retratando o princípio de funcionamento e sua relevância no cadastro urbano.

3.3 Métodos de Levantamento com GPS

Com a criação do GPS, métodos de posicionamento de pontos foram desenvolvidos, para atender os usuários civis, que necessitam do posicionamento preciso, entre os quais, destaca-se o método de posicionamento relativo, que consiste na determinação da diferença de posição entre uma estação de referência e uma estação de posição desconhecida, com o objetivo de calcular o vetor linha base entre estas duas estações (HOFMANN WELLENHOF et al, 2001).

Ao posicionamento relativo são atribuídos vários métodos, entre os quais, podem-se citar os métodos Estático e *Stop-and-go*. Maiores informações com relação a esses métodos são adquiridas nas seguintes referências bibliográficas: (SEEBER, 1993), (LEICK, 1995), (MONICO, 2000), (HOFMANN-WELLENHOF et al, 2001) e (SEGANTINE, 2002). As Especificações e Normas Gerais para Levantamentos GPS do IBGE, Resolução PR N° 22, de 21-07-83, fazem referência a estes métodos de levantamento e fixa as condições exigíveis aplicadas a todos os levantamentos com GPS no Brasil (ver item 2.1).

No levantamento cadastral de parcelas territoriais urbanas envolvendo métodos do GPS, um fator indispensável é a resolução do vetor das ambigüidades GPS, em especial, tratando-se de levantamento cinemático, assunto esse tratado no próximo item (3.3.1).

3.3.1 Determinação das Ambigüidades GPS

No posicionamento de parcelas territoriais urbanas aplicando à Tecnologia GPS, a fase da onda portadora é a observável mais precisa, capaz de conduzir a um posicionamento relativo com precisão que pode variar de milímetros até alguns centímetros.

O problema nas medições de fase da portadora para Stewart (2001) é que elas não fornecem diretamente a informação da distância receptor-satélite, mas a medida da diferença de fase entre o sinal que chega do satélite e um sinal gerado no receptor por um oscilador interno. Estas medidas de fase são registradas no receptor a partir da primeira observação em um dado instante t_0 , passando-se a monitorar a variação do número inteiro de ciclos (N_1) após o instante inicial t_0 , conforme ilustra a Figura 7.

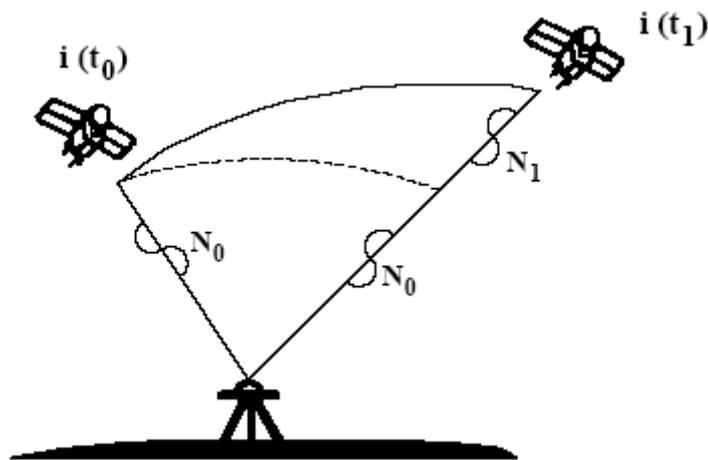


Figura 7 - Interpretação geométrica da ambigüidade GPS. Fonte: FREIBERGER JUNIOR (2002).

Todavia, o número de ciclos ou comprimento de onda inteiros ocorridos na portadora no instante t_0 é desconhecido, logo, a contagem de ciclos obtida (N_0) é um valor ambíguo. Assim, resta a determinação do número efetivo de comprimentos de onda contidos entre o centro de fase da antena do receptor e o centro de fase da antena de cada satélite no instante da primeira observação, incógnita esta denominada ambigüidade GPS (GARNÉS, 2001).

O processo de estimação e validação das ambigüidades GPS é, comumente, denominado na literatura de resolução ou fixação das ambigüidades. Esta conforme (KRUEGER, 1996) faz parte do problema central do uso do GPS, na obtenção da posição de alta precisão e torna-se sua solução mais difícil para observações com curto intervalo de tempo.

Estratégias têm sido desenvolvidas para determinação das ambigüidades nos levantamentos cinemáticos e semicinemático como no caso da aplicação do método semicinemático *Stop-and-go*. Estas estratégias consistem em resolver as ambigüidades, inicialmente, no método estático; em seguida, com a antena em movimento, transportá-la para os outros pontos. Caso ocorra perda de sinal, uma reinicialização é necessária (KRUEGER, 1996). Esta fase de inicialização é crucial para que se determinem as ambigüidades que, uma vez resolvidas, recebem a denominação “fixadas”.

Literaturas como MONICO (2000) e SEEBER (2003) descrevem as principais estratégias de resolução das ambigüidades GPS:

- iniciar com determinação de uma linha de base com um levantamento estático anterior a operação cinemática;
- utilizar um curto período de observação sobre uma linha de base conhecida;
- trocar as antenas dos receptores.

Para o desenvolvimento deste trabalho será considerada apenas a primeira opção de solução de vetores das ambigüidades (ver capítulo 5).

Estes métodos vêm sendo estudados desde o início do programa NAVSTAR/GPS objetivando aprimorar algoritmos para a resolução confiável e rápida das ambigüidades. Tratam-se das técnicas *On The Fly* (OTF), que dispensam a inicialização pelo modo estático (base de coordenadas conhecidas ou intercâmbio de antenas) e permitem a resolução das ambigüidades, enquanto o receptor está em movimento, como é o caso de levantamentos cinemáticos realizados no âmbito marinho (KRUEGER, 1996) e levantamentos cadastrais utilizando o método de posicionamento relativo *Stop-and-go*.

3.3.2 Método de Posicionamento Relativo Estático

A dupla diferença de fase de batimento da onda da portadora é a observável normalmente utilizada no posicionamento relativo estático, embora possa também ser utilizada a dupla diferença da pseudodistância, ou ambas. Quando são disponibilizadas as

duas observáveis, o levantamento proporciona melhores resultados em termos de acurácia (MONICO, 2000).

Para o posicionamento este método fornece a maior precisão atingível e requer um tempo de observação de longa duração (USDA e USDI, 2001), sendo procedida da seguinte forma: dois ou mais receptores rastreiam simultaneamente, os satélites visíveis, permanecendo estáticos durante a realização da medição. O tempo de observação depende do tipo de receptor (uma frequência ou duas frequências), da característica do software para o pós-processamento e do comprimento da linha de base (LEICK, 1995). A realização de levantamento aplicando o método estático no contexto de Costa et al (2002) proporciona uma significativa redução de erros do relógio do satélite, das efemérides e da propagação do sinal GPS pela atmosfera.

No posicionamento de parcelas territoriais urbanas, de que trata este trabalho, o método estático foi aplicado para georreferenciar o campo de pontos de referência, implantados nas áreas de estudos (Capítulo 5).

3.3.3 Método de Posicionamento Relativo Semicinemático *Stop-and-go*

O princípio de funcionamento do posicionamento relativo *Stop-and-go* exige a solução do vetor das ambigüidades presentes em uma linha de base a determinar. E isso é alcançado quando a geometria dos satélites e as estações envolvidas na medição são alteradas. Portanto, são coletados dados por dois curtos períodos na mesma estação. As duas coletas devem estar separadas por um intervalo de tempo de 20 a 30 minutos (MONICO, 2000). Outro fato importante a considerar é que não haja perda de ciclos dos satélites durante as ocupações, caso isto venha a acontecer, a última estação ocupada passará a ser a estação base.

Em Segantine (2002) é visto que durante o deslocamento da antena remota é necessário que o receptor permaneça ligado em sintonia com os satélites disponíveis no horizonte do observador.

3.4 Métodos de Levantamento com Estação Total

Os levantamentos cadastrais aplicando métodos terrestres de medição são, em geral, apoiados a um conjunto de pontos de coordenadas geodésicas conhecidas (campo de

pontos de referência), cuja determinação pertence ao domínio da Geodésica e materializados de forma estáveis, facilmente visíveis, designados por vértices geodésicos. Este conjunto de pontos é representado graficamente por uma malha triangular, denominada rede geodésica assunto este tratado no Capítulo 2.

Historicamente os métodos terrestres de medição sempre foram aplicados a levantamentos cadastrais por serem métodos tradicionais e capazes de fornecer medidas com precisão considerável, mas apresenta algumas limitações quanto aos demorados procedimentos de aquisição de dados no campo (SOUZA, 2001). Essas limitações foram reduzidas devido ao uso de novos equipamentos e *softwares* que tornaram a coleta de dados praticamente automatizada. Por outro lado, mesmo aplicando outros métodos de medição como os fotogramétricos e GPS, quase sempre é necessário integrá-los aos métodos terrestres de medição, por exemplo, os métodos de interseção a vante, a ré, poligonação, irradiação, redes horizontais angulares e lineares apresentados a seguir. Nesta pesquisa estes métodos terrestres de medição foram tratados no caso bidimensional.

3.4.1 Método da Interseção a Vante e a Ré

O método da interseção a vante é recomendado em casos como, por exemplo, quando os pontos-objeto não são de fácil acesso fazendo necessária a utilização de métodos trigonométricos para determiná-los (SILVA et al, 2006). No Cadastro Imobiliário Urbano à aplicação deste método têm sua utilidade na definição de pontos de limites de parcelas territoriais urbanas, quando os mesmos apresentam ou não intervisibilidade devido à presença de edificações e árvores.

O método da interseção a vante também pode ser aplicado quando as estações de referência não são intervisíveis entre si, neste caso, utiliza-se um conjunto de 4 pontos de referência para se fazer a visualização do ponto N a ser determinado.

3.4.1.1 Solução Geométrica da Interseção a Vante

No método de Interseção a Vante as coordenadas do ponto N são obtidas a partir de pontos de coordenadas conhecidas. Isso é possível quando se tem os ângulos internos dos pontos A e B, β e α respectivamente, como mostra a Figura 8 (KAHMEN e FAIG, 1988).

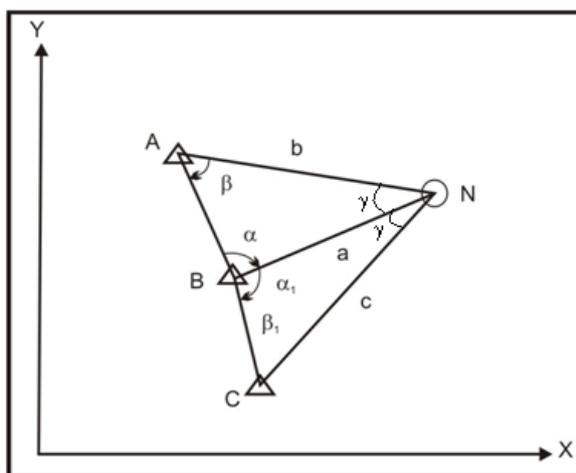


Figura 8 - Exemplo de interseção a Vante com dois ângulos.

As coordenadas aproximadas X_0 e Y_0 do ponto N representado na Figura 8 são calculadas conforme a formulação matemática (HÄBLER e WACHSMUTH, 1984) dadas pelas equações (8) e (9):

$$X_0 = \frac{X_2 \cdot \tan \beta + X_1 \cdot \tan \alpha - \Delta X \cdot \tan \alpha \cdot \tan \beta}{\tan \alpha + \tan \beta} \quad \text{e,} \quad (8)$$

$$Y_0 = \frac{Y_2 \cdot \tan \beta + Y_1 \cdot \tan \alpha + \Delta Y \cdot \tan \alpha \cdot \tan \beta}{\tan \alpha + \tan \beta} \quad (9)$$

Onde,

X_0 e Y_0 são as coordenadas aproximadas do ponto N;

α e β são os ângulos internos e;

ΔX e ΔY são as diferenças de coordenada dos pontos de referência A e B.

As coordenadas precisas do ponto N podem ser obtidas a partir de várias direções com base nos pontos fixos A, B e C (Figura 8), com coordenadas determinadas a este ponto N, aplicando o ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados (KAHMEN e FAIG, 1988), assunto esse tratado no Capítulo 4.

A precisão do método da Interseção a Vante, depende de fatores, como a medição da direção e geometria do triângulo formado entre os pontos A, B e N. O desvio padrão da

posição do ponto é utilizado para expressar a qualidade de sua determinação. A precisão do ponto N é estimada com a ajuda do desvio padrão do azimute σ_{i_0} e pode ser calculado pela equação 10 (KAHMEN e FAIG, 1988):

$$\gamma = \frac{1}{\text{sen}\gamma} \cdot \sigma_{r_0} \sqrt{a^2 + b^2} \quad (10)$$

Onde:

a e b são os lados do triângulo;

γ é o ângulo formado dos pontos A, B e C para o ponto N;

É assumido neste caso que o desvio padrão é o mesmo do azimute, e que as coordenadas dos pontos fixos estão livre de erro. σ_N assume um valor mínimo para $\gamma = 109^\circ$. Para $\gamma = 0^\circ$ ou 180° o problema é indeterminado (KAHMEN e FAIG, 1988).

3.4.1.2 Solução Geométrica da Interseção a Ré

O método planimétrico denominado Interseção a Ré, tem solução geométrica baseada no conhecimento na lei da igualdade dos ângulos inscritos em arcos iguais (PEÑA, 2002).

O método planimétrico topográfico da Interseção a Ré consiste na determinação das coordenadas X e Y que definem a posição planimétrica de pontos, mediante observações de ângulos feitas destes pontos a no mínimo três pontos geodésicos com coordenadas conhecidas (PEÑA, 2002). A posição do ponto desejado é determinada pela medição de dois ângulos entre outros pontos (KAHMEN e FAIG, 1988).

O instrumento deve ser instalado em um ponto onde convenientemente exista uma excelente visibilidade para todo trabalho. Conforme pode ser observado na Figura 9, no caso mais geral da Interseção a Ré, são disponibilizados três pontos: A, B e C, com coordenadas conhecidas e a pretensão é determinar a posição do ponto N.

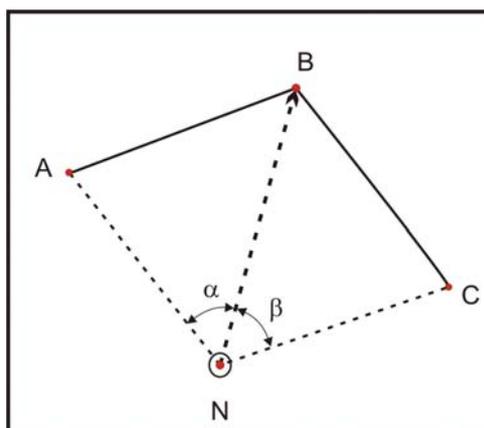


Figura 9 – Caso geral da Interseção a Ré. Fonte: PEÑA (2002).

Para determinar a posição de um ponto N, estaciona-se uma Estação Total sobre N como mostra a Figura 10, e medem-se os ângulos α e β com linhas de visadas direcionadas aos três pontos de referência (A, B e C). Dessa forma, o ponto N será determinado pela interseção dos arcos formados entre os ângulos α (no segmento AB) e β (no segmento BC) e $\alpha + \beta$ (sobre o segmento AC).

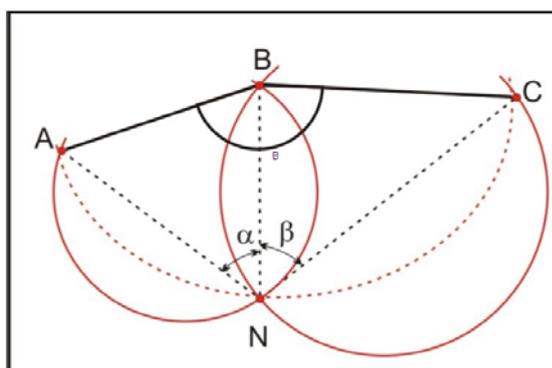


Figura 10 – Representação geométrica da medição por interseção a ré.

O problema terá a solução conforme Peña (2002) sempre que o ponto N não estiver na chamada “circunferência perigosa”, definida por Ramos et al (2007) como a circunferência que passa pelos três pontos de apoio (A, B e C).

3.4.2 Método da Irradiação

A irradiação é um processo utilizado em levantamentos cadastrais de parcelas territoriais urbanas para georreferenciar os pontos de limites destas a um Sistema de Referência por meio de medição de coordenadas polares (ângulos e distâncias). A

amarração ao Sistema de Referência é realizada através de dois pontos que integrem o sistema ou por um ponto e um azimuth. A Figura 11 mostra o método da irradiação.

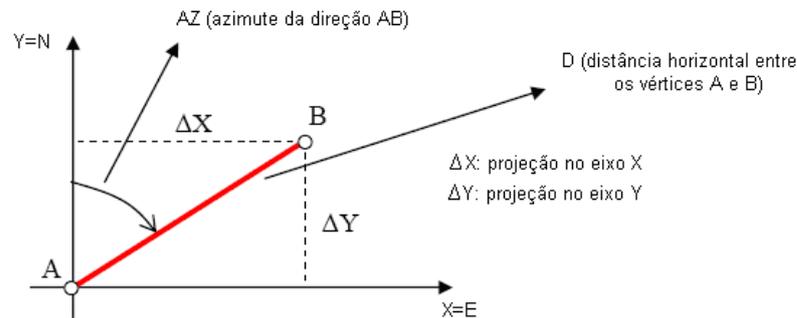


Figura 11 – Método da Irradiação. Adaptado de VEIGA et al (2007).

Na aplicação do método da irradiação (Figura 11), a transformação das coordenadas polares em retangulares é realizada da seguinte maneira: uma vez conhecidas as coordenadas de um ponto (A) e o azimuth do alinhamento dos pontos A e B, a posição de (B) é determinado pela equação (11) e (12) dada por (PINTO, 1992):

$$X_B = X_A + D_{AB} \cdot \text{sen}(AZ_{AB}) \quad (11)$$

$$Y_B = Y_A + D_{AB} \cdot \text{cos}(AZ_{AB}) \quad (12)$$

Onde,

X_B e Y_B são as coordenadas retangulares do ponto B;

X_A e Y_A são as coordenadas conhecidas do ponto A;

D_{AB} é a distância entre os pontos A e B e;

AZ_{AB} é a azimuth do alinhamento \overline{AB} .

Este método foi empregado para definição de campos de pontos-objeto. Para a obtenção de abundância de dados, nessa pesquisa os pontos-objeto foram levantados duplamente e triplamente conforme mostrará o Capítulo 5.

3.4.3 Método da Poligonação

A poligonação consiste no estabelecimento de um campo de vértices de poligonais, observação e cálculo dessas poligonais, formadas por um conjunto de segmentos de reta

contíguos, que formam uma linha poligonal, dos quais são medidos a extensão dos lados e a amplitude dos ângulos por eles formados (FONTE e VICENTE, 2007). Cabe salientar que estas poligonais devem ser conectadas a um campo de pontos geodésicos de referência, georreferenciados ao Sistema de Referência Geodésico Brasileiro (SIRGAS 2000).

Um dos elementos necessários para a definição de uma poligonal são os ângulos formados por seus lados. A medição destes ângulos pode ser feita utilizando técnicas como pares conjugados, repetição, ou outra forma de medição de ângulos. Normalmente são determinados os ângulos externos ou internos da poligonal (VEIGA et al, 2007). Nesta pesquisa a técnica empregada foi a de pares conjugados (visadas direta e inversa).

As Poligonais segundo SOUZA et al (2005) são classificadas em três tipos: poligonais abertas, poligonais apoiadas e Poligonais fechadas. Nesta pesquisa foram utilizadas poligonais apoiada e fechada.

Uma poligonal é denominada fechada, quando se parte de um ponto e as linhas retornam a este ponto formando um polígono.

Uma poligonal fechada pode ser apoiada quando se parte de um ponto com coordenadas conhecidas Q-62 e o lado da poligonal a partir deste ponto é referenciado a um outro ponto de coordenadas conhecidas Q-458 (Figura 12). Um tipo dessa poligonal é definida na área Teste 2. Esses pontos de chegada e saída das poligonais são chamados de pontos de referência (WOLF e GHILANI, 2006).

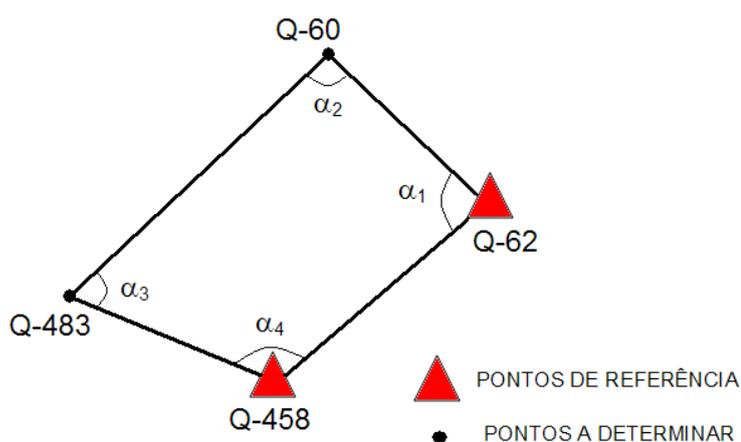


Figura 12 – Poligonal fechada e apoiada.

Uma poligonal aberta poderá estar apoiada em quatro pontos de coordenadas conhecidas (Figura 13). Este tipo de poligonal é a mais utilizada em caminhamentos longitudinais. Embora seja geometricamente aberta, ela é matematicamente fechada, pois os pontos de coordenadas conhecidas BVM, MR, IGRM e ART permitem os cálculos de azimutes e assim, dos ângulos internos α e β do polígono que não poderá ser medido. Este tipo de poligonal é denominada de poligonal apoiada e enquadrada. A Figura 13 é um exemplo desse tipo de poligonal definida na Área Teste 2 (Capítulo 5).

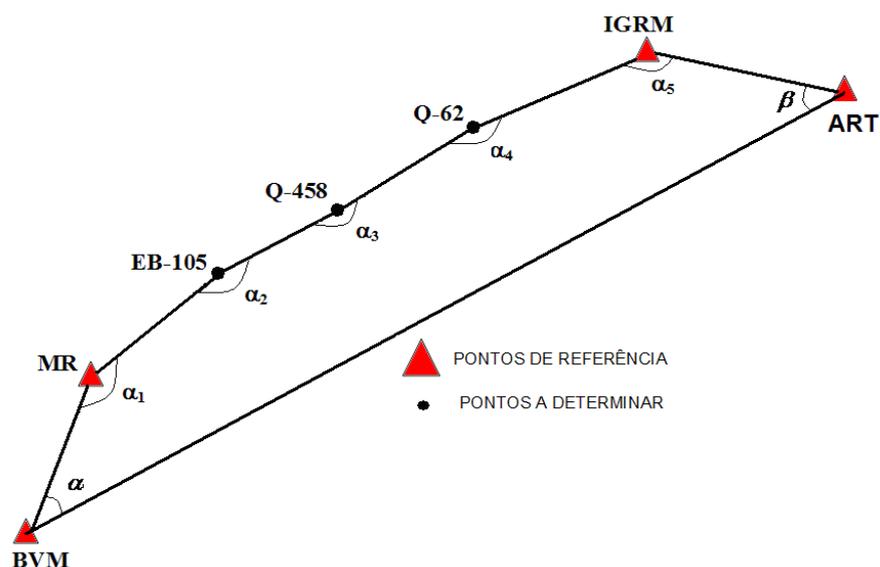


Figura 13 – Poligonal apoiada e enquadrada.

O método da poligonação é o método mais utilizado para apoiar os levantamentos topográficos cadastrais de pontos de limites de parcelas territoriais urbanas e sua aplicabilidade é regulamentada pela a Norma NBR: 13.133/1994.

O cálculo das coordenadas aproximadas dos vértices das poligonais é realizado aplicando as equações vistas em 3.4.2.

A Área Teste 2 desse trabalho, tendo em vista o campo de pontos de referência, foi contemplada com o estabelecimento de uma poligonal apoiada e enquadrada e outra fechada. Enquadradas pela Norma NBR: 13.133/1994 como poligonal de classe III P (ver Capítulo 5).

Os critérios de aceitação e rejeição destas poligonais foram realizados conforme o procedimento mostrado a seguir:

- Determinação da orientação da poligonal;
- Cálculo do erro de fechamento angular;
- Distribuição do erro de fechamento angular;
- Cálculo dos Azimutes;
- Cálculo das coordenadas parciais (X, Y);
- Cálculo do erro de fechamento linear;
- Cálculo das coordenadas definitivas (XC, YC).

Além dos cálculos executados de acordo com a seqüência acima, foi aplicado o ajustamento da poligonal pelo Método dos Mínimos Quadrados (MMQ), método este tratado no Capítulo 4.

3.4.4 Método de Rede (Triangulação)

Com o desenvolvimento dos instrumentos EDM e particularmente das Estações Totais, o processo de medição de ângulos e distâncias por triangulação tornou-se bastante empregado no estabelecimento de campos de pontos de referência em levantamentos cadastrais. Como exemplo, pode-se citar Bonifácio e De Seixas (2007), onde o mesmo empregou o método de redes por triangulação no estabelecimento de campo de pontos de referência para a definição de limites de parcelas territoriais rurais.

O método de triangulação vem sendo extensivamente usado para estabelecimento de redes horizontais de pequenas extensões utilizando Estações Totais, a partir de estações de referência determinadas com GPS. Para Wolf e Ghilani (1996) de qualquer estação de referência ocupada, podem ser medidos ângulos e distâncias a qualquer outra estação intervisível formando o que é chamado de redes. A Figura 14 mostra um exemplo de levantamento empregando o método de rede por triangulação. Um exemplo desse tipo de rede é definida na Área Teste 1 (Capítulo 5).

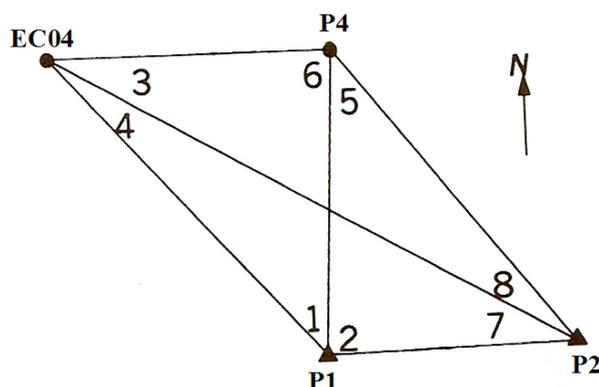


Figura 14 – Representação de redes por triangulação. Fonte: Adaptado de WOLF e GHILANI (1996).

O quadrilátero apresentado na Figura 14 é uma representação típica de uma rede de triangulação, onde todos os vértices estão conectados entre se, formando uma figura geometricamente fechada com vários triângulos, permitindo que se tenha redundância de observações, facilitando os cálculos de ajustamento, assunto este tratado no Capítulo 4.

O cálculo das coordenadas aproximadas dos vértices do Quadrilátero foi realizado aplicando as equações vistas em 3.4.1.1

A aplicação dos métodos nos levantamentos cadastrais citados neste Capítulo pode atender ao Princípio de Vizinhança garantindo primeiramente, a consistência quando pontos comuns a duas ou mais propriedades apresentam valores posicionais iguais, e segundo a homogeneidade, quando as posições de pontos de limites de parcelas são obtidas obedecendo a uma tolerância pré-definida do levantamento e comprovadas estatisticamente.

4. PRINCÍPIO DA VIZINHANÇA NAS MEDIÇÕES GEODÉSICAS

A NBR 13.133/1994, que orienta a execução de levantamento topográfico, em seus itens; 3.35, p.4, que trata do Princípio de Vizinhança: “Regra Básica da Geodésia Aplicada à Topografia. Esta regra retrata que cada ponto novo deve ser determinado, para que haja uma otimização da distribuição dos erros. A hierarquização é importante em termos de exatidão dos pontos nos levantamentos topográficos, não importando o grau de precisão desta determinação”, porque cada ponto novo determinado tem exatidão inferior ao que serviu de referência para sua determinação, e o item 5.2, p.7, diz que: “o levantamento topográfico, em qualquer de suas finalidades, deve obedecer ao Princípio de Vizinhança”.

4.1 Princípio de Vizinhança no Levantamento Cadastral

Para atender ao Princípio de Vizinhança o levantamento cadastral deve ser conduzido considerando que as medições cadastrais sejam realizadas com observações independentes, ou seja, cada ponto de limite da parcela deve ser medido, pelo menos por duas formas distintas, outro fato importante para garantir este Princípio é o ajustamento conjunto dos pontos da rede de referência e os pontos definidores do limite de parcelas territoriais. Esse ajustamento conjunto é necessário para garantir a homogeneidade dos resultados do levantamento (BRANDÃO, 2002).

A homogeneidade do levantamento cadastral consiste em incorporar os conceitos de precisão posicional e Vizinhança de modo que compatibilize os levantamentos de parcelas adjacentes, de forma que amarre e ajuste entre si esses levantamentos, com relação ao Sistema de Referência Oficial. As medições cadastrais devem ter precisões especificadas e os resultados devem ser obtidos por ajustamento utilizando o Método dos Mínimos Quadrados (MMQ).

As principais vantagens conforme Brandão (2003) resultantes da aplicação do Princípio de Vizinhança nas medições cadastrais são:

- garante a homogeneidade do levantamento;
- proporciona maior confiança na característica geodésica da parcela territorial, deixando a precisão posicional mais próxima da tolerância pré-definida;

- possibilita a consistência do levantamento cadastral;
- permite um aperfeiçoamento no cálculo das áreas das parcelas, por intermédio da determinação de um indicador estatístico da qualidade da área, encontrado a partir da propagação dos erros decorrentes da qualidade posicional dos pontos de limites e da configuração geométrica da parcela;
- possibilita um aperfeiçoamento no processo de re-locação de limites.

O levantamento cadastral com base no Princípio de Vizinhança é executado a partir de um conjunto de pontos materializados no terreno, com suas posições referenciadas a um Sistema Geodésico de Referência.

4.2 Qualidade e Tolerância Posicional das Medições Geodésicas Cadastrais

A qualidade posicional das coordenadas de pontos que determinam os limites de parcelas territoriais em levantamentos geodésicos cadastrais consiste conforme Brandão (2003) em um indicador de confiança estatística da determinação da posição desses pontos.

Nesta pesquisa, esta qualidade está vinculada a conceitos de probabilidade estatística. Porém, é necessário classificar e definir os termos ligados a esses conceitos em: Precisão, acurácia, tolerância posicional, precisão posicional absoluta e relativa.

Os termos “precisão” e “acurácia” estão ligados à qualidade posicional de um levantamento. Para Gemael (1994) a precisão está relacionada apenas aos efeitos aleatórios, enquanto que a acurácia, vincula-se a efeitos aleatórios e sistemáticos.

A tolerância posicional é definida por Brandão et al (2003) como erro máximo aceitável na posição de qualquer ponto de um levantamento.

No levantamento cadastral conforme Brandão et al (2002) a precisão posicional relativa e absoluta deve ter igual importância. A relativa garante as características geométricas do imóvel, além de relacionar-se com todos os aspectos intrínsecos a ele, como dimensões, áreas, confrontantes, segurança jurídica. Já a precisão absoluta é necessária para as atividades de gerenciamento territorial, principalmente se o cadastro estiver integrado a um Sistema de Informações Territoriais. Dessa forma é possível garantir

a uniformidade da descrição geométrica do conjunto de imóveis adjacentes e ainda possibilitando o uso multifinalitário dos dados do cadastro.

A definição de um valor ou de valores para precisão posicional dos limites conforme Carneiro (2002) implica em estabelecer a qualidade geométrica na identificação do imóvel.

Em termos de precisão posicional para o cadastro urbano não existe uma única resposta, variando em cada país.

No âmbito do Cadastro Imobiliário Urbano executado no Brasil não existe uma definição para tolerância posicional dos pontos definidores dos limites do imóvel. Alguns estudos foram realizados com objetivo de definir uma tolerância posicional para o cadastro urbano no Brasil, entre os quais podem citar-se: ROMÃO et al (1996) avaliando o efeito das redes geodésicas para o cadastro, mostrou a possibilidade de determinar limites de propriedades com precisão em torno de 10 cm; ROCHA (1994) apresenta o valor de 10 cm como fruto da propagação dos erros ocasionados no processo de demarcação de loteamentos e parcelamento de propriedades urbanas; ROCHA e BRANBÃO (1999), apresentam um valor de 7,5 cm na propagação dos erros envolvidos na determinação dos pontos de limites do imóvel, partindo-se da rede de referência geodésica e passando pela Rede de Referência Cadastral Municipal e pela rede de levantamento para atingir o ponto de detalhe.

Os valores apresentados podem servir de referência inicial aproximada, para o erro na execução de georreferenciamento de parcelas territoriais urbanas, tendo em consideração que a exatidão posicional difere da posição relativa por ser referente aos limites no contexto do território considerado e não individualmente da parcela. No entanto, sabe-se que a precisão das medidas reflete nos erros aleatórios ocorridos no processo de medição e, que o erro sistemático provém de qualquer fonte e poderá levar segundo Galdino (2006) a um valor inexato para a parcela territorial medida, embora a precisão do conjunto de medidas possa atender a um critério de precisão estabelecida, mas isso não garante a precisão posicional (confiança estatística) do levantamento, sendo esta, determinada por procedimentos de medições que assegurem redundância observacionais e medidas de controle. Esta redundância deve ser considerada também para os pontos de limites da parcela territorial urbana dos erros presentes nas observações.

4.2.1 Propagação dos Erros nas Observações Geodésicas Cadastrais

Nas observações conduzidas pelo homem, um fator inevitável é a presença de erros nas medições. O erro é definido por Wolf e Ghilani (2006) como a diferença entre o valor observado e o valor verdadeiro.

Os erros presentes nas medições cadastrais são erros: grosseiros, sistemáticos e acidentais. De acordo com Gemael (1994) os erros grosseiros são provenientes da desatenção do observador, por exemplo, erro de leitura, devendo ser detectados e eliminados; erros sistemáticos, ligados aos instrumentos de medição e as condições ambientais do local de observação, podendo ser evitados através de técnicas especiais de observação ou eliminados a posteriori utilizando modelos matemáticos e por último os erros acidentais são caracterizados pela não total eliminação dos erros sistemáticos vinculados a causas desconhecidas, sendo também tratados matematicamente.

Nas medições geodésicas cadastrais, erros não tratados ou tratados indevidamente na densificação do campo de pontos de referência, ao levantamento de limites de parcelas territoriais, se propagam sobre estes limites, afetando a qualidade das medições e conseqüentemente prejudicando o cálculo da área da parcela. Outro cuidado deve ser tomado na integração de levantamento, ou seja, quando as coordenadas dos pontos de referência obtidos com GPS são utilizadas como saída para levantamento com Estação Total. Se as observações executadas com Estação Total não forem criteriosamente tratadas por modelos matemáticos, mesmo dispondo de um campo de pontos de referência de ótima qualidade, erros serão propagados aos pontos de limites e conseqüentemente terá uma dispersão de valores no cálculo das áreas das parcelas.

A propagação de erro na fase de planejamento e execução do projeto conforme Souza (2004) deve ser considerada e analisada nos mais diversos aspectos, a saber:

- definição do equipamento de medição;
- métodos e técnicas de levantamento;
- geometria da figura;
- número e distribuição dos pontos no ambiente de interesse; e

- geometria dos satélites quando são realizadas medições com GPS.

A propagação de erro nos pontos de limites de parcelas territoriais pode ser preestabelecida na fase de planejamento. Nesta fase, verifica-se a priori, através do desvio padrão das especificações dos instrumentos de medição condizentes com os métodos e técnicas de levantamento, variáveis envolvidas em cada caso, através do desenvolvimento em série de TAYLOR, considerando seus coeficientes diferenciais ∂x_i como desvio padrão σ_i e as derivadas parciais das variáveis envolvidas $\partial\varphi/\partial x_j$ como coeficiente de aproximação da função primitiva (GALDINO, 2006).

As coordenadas de um ponto geralmente são grandezas adquiridas indiretamente por meio de outras, como por exemplo, obtenção de coordenadas cartesianas a partir de observações de ângulo e distância. Em se tratando de grandezas obtidas indiretamente, deve ser observado como as variâncias dos pontos de partida se propagam sobre os valores observados (WITTE e SHIMIDT, 1995 apud PARMA et al, 2002), caracterizando assim, a lei de propagação das covariâncias também conhecida como lei da propagação dos erros.

Considere que a variável casual y seja uma função (em geral não linear) de n variáveis casuais x_j , cujas variâncias σ_j^2 são conhecidas conforme mostrada em Galdino (2006) e Parma et al (2002), ou seja:

$$y = \varphi(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \quad (13)$$

Quando nestas relações funcionais, para variáveis casuais x_j valores concretos de x_{ij} são colocados, resultam das variáveis casuais y para determinadas grandezas y_i , assim:

$$y_i = \varphi(x_{i1}, x_{i2}, x_{i3}, \dots, x_{in}) \quad (14)$$

A linearização da relação funcional é dada desenvolvendo a função em série de TAYLOR, obtendo-se a diferencial total por redução da primeira derivada. Isto acontece derivando-se parcialmente a função φ com relação a variável x_j das variâncias $\sigma_j^2 \neq 0$.

Se a variância σ_j^2 do componente x_j for igual a zero, não existe dispersão e sua derivação é zero conforme mostra a equação 15.

$$dy = \frac{\partial\varphi}{\partial x_1} dx_1 + \frac{\partial\varphi}{\partial x_2} dx_2 + \frac{\partial\varphi}{\partial x_3} dx_3 + \dots + \frac{\partial\varphi}{\partial x_n} dx_n \quad (15)$$

Substituindo o diferencial dy_j pelo desvio padrão σ_j e elevando a equação ao quadrado, tem-se como resultado a partir da lei de propagação das covariâncias, a variância σ^2_y das variáveis ao acaso y , expressa pela equação 16:

$$\sigma^2_y = \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_1} \right)^2 \sigma_1^2 + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_2} \right)^2 \sigma_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_n} \right)^2 \sigma_n^2 + 2 \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_1} \frac{\partial\varphi}{\partial x_2} \sigma_{12} + \frac{\partial\varphi}{\partial x_1} \frac{\partial\varphi}{\partial x_3} \sigma_{13} + \dots + \frac{\partial\varphi}{\partial x_{n-1}} \frac{\partial\varphi}{\partial x_n} \sigma_{n-1,n} \right) \quad (16)$$

Sendo σ_{12} , σ_{13} as covariâncias entre variáveis mutuamente dependentes x_j .

Para variáveis dependentes x_j a covariância é nula, tal que a soma do produto total desaparece e surge a soma dos quadrados individuais da lei de propagação das variâncias para variáveis mutuamente dependentes x_j ("lei de propagação dos erros simplificada"), conforme equação 17:

$$\sigma^2_y = \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_1} \right)^2 \sigma_1^2 + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_2} \right)^2 \sigma_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_n} \right)^2 \sigma_n^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x_j} \right)^2 \sigma_j^2 \quad (17)$$

A equação 18 mostra o desvio padrão ou erro médio quadrático com as mesmas considerações de interdependência entre variáveis correlacionadas podendo ser representada por:

$$\sigma^2_y = \sum_{i=1}^n a^2_i \sigma_i^2 \quad (18)$$

Em notação matricial, a lei da propagação de erro é contextualizada por Gemael (1994) com as mesmas considerações feitas anteriormente do desenvolvimento de aproximação linear em série de TAYLOR, formalizando a equação para m funções e n variáveis, tem-se:

$$Y = F(X).$$

$$Y = F(X) \cong F(X^0) + \left. \frac{\partial \varphi}{\partial X} \right|_{X^0} (X - X^0)$$

Onde:

$$A = \left. \frac{\partial \varphi}{\partial X} \right|_{X^0} = \begin{bmatrix} \frac{\partial y_1}{\partial x_1} & \frac{\partial y_1}{\partial x_2} & \frac{\partial y_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial y_2}{\partial x_1} & \frac{\partial y_2}{\partial x_2} & \frac{\partial y_2}{\partial x_n} \\ \frac{\partial y_m}{\partial x_1} & \frac{\partial y_m}{\partial x_2} & \frac{\partial y_m}{\partial x_n} \end{bmatrix} \quad (19)$$

Sendo “A” a matriz das derivadas parciais.

A propagação de erro não se restringe somente aos pontos de referência e limites de parcelas territoriais urbanas, outras influências estão presentes na distância entre pontos definidores do alinhamento dos limites, nos azimutes de alinhamento e ângulos que definem dois alinhamentos adjacentes de um ponto. A influência da propagação de erro nestas situações se torna conhecida utilizando o desenvolvimento em série de TAYLOR empregado nos pontos de referência e limites de parcelas urbanas. Assim, a propagação do erro para distância D_{ji} entre dois pontos I e J, pode ser calculada através da equação de distância, para azimute de uma direção entre dois pontos I e J através da equação de azimute (GALDINO, 2006).

4.2.2 Controle de Qualidade das Observações Geodésicas Cadastrais

Nas observações geodésicas cadastrais quando se objetiva dispor de um levantamento com dados de boa qualidade, o mesmo deve ser ajustado. Portanto, é necessário que se tenha redundância de dados, que se obtém observando o alvo mais que o necessário. Para Fonte (1994) a existência de redundância permite:

- detectar erros grosseiros através da confirmação dos valores medidos;
- fazer uma avaliação mais precisa das quantidades desejadas, através da execução de um ajustamento; e

- estimar a ordem de grandeza da precisão obtida para os valores ajustados.

Para um determinado modelo e um determinado conjunto de dados, o ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados resolve o problema da superabundância de observações, extraíndo um único resultado que representa com maior confiança a grandeza medida e os parâmetros estimados (DALMOLIN, 2002).

O ajustamento levará as observações a uma única solução quando estima um valor único para cada um dos parâmetros, a partir da aplicação de modelos matemáticos adequados e o Método dos Mínimos Quadrados, mostrando a eventual correlação entre a precisão desses parâmetros estimados. O ajustamento de observações conforme Gemael (1994) tem por objetivo:

- estimar, mediante a aplicação de modelos matemáticos adequados e do Método dos Mínimos Quadrados, um valor único para cada uma das incógnitas do problema;
- estimar a precisão de tais incógnitas e a eventual correlação existente entre elas.

Neste trabalho o método de ajustamento adotado para as medições cadastrais foi paramétrico (também chamado de modelo das equações de observação) que utiliza o princípio dos Mínimos Quadrados que se processa quando é desejável estimar grandezas que se vinculam às observações às quais são denominadas parâmetros. A seguir é realizada uma síntese do método de ajustamento paramétrico, para maiores informações consultar GEMAEL (1994), (WOLF e GHILANI (1996), MONICO (2000) e DALMOLIM (2002),

O método paramétrico de ajustamento das observações é caracterizado por:

- Ser um método aplicado ao ajustamento de observações indiretas, ou seja, cada observação contribui com uma equação de observação.
- Equações de observação ou equações de erro.
- Avaliar a precisão das grandezas estimadas (parâmetros) que se vinculam a grandezas observadas.

- Por existir superabundância, ou seja, o número de equações de observação deve ser maior que o número de incógnitas.

- modelo matemático:

$$L_a = F(X_a)$$

$$L_a = L_b + V$$

$$L_a = F(X_0 + X) \quad (20)$$

Sendo,

L_a valores observados ajustados expressos como uma função dos parâmetros ajustados.

- Pelo modelo matemático linearizado:

$$AX + L = V \quad (21)$$

$$L = L_o - L_b = F(X_0) - L_b \quad (22)$$

sendo:

V = vetor dos resíduos

A = a matriz das derivadas parciais e;

L = vetor dos parâmetros aproximados;

L_o avaliado para os parâmetros aproximados X_0 ;

L_b vetor dos valores observados

- Equações Normais:

$$NX + U = A^T P A X + A^T P L = 0 \quad (23)$$

$$X = -N^{-1} U$$

$$N = A^T P A$$

$$U = A^T P L$$

Onde,

P é a matriz dos pesos;

U e N Sistemas das equações normais;

- Vetor dos valores observados e ajustados (L_a)

$$L_a = L_b + V \quad (24)$$

- Variância de peso unitário a posteriori σ_o^2

$$\sigma_o^2 = (V^T P V / n-u) \quad (25)$$

Onde,

$V^T P V = L^T P L + X^T U$ e $(n-u)$ é o grau de liberdade.

- Matriz da variância-covariância dos parâmetros ajustados (MVC):

$$\sum_{x_a} = \sigma_o^2 \cdot N^{-1} \quad (26)$$

Para ajustamento de valores observados utilizando o método paramétrico é necessário:

- 1) Definir o modelo matemático;
- 2) Estimar os parâmetros aproximados;
- 3) Linearizar o modelo matemático;
- 4) calcular o vetor L ;
- 5) calcular a matriz A e a matriz dos pesos (P).

No ajustamento das medições cadastrais, a precisão posicional dos pontos é adquirida a partir da matriz Variância Co-Variância (MVC) dos parâmetros ajustados \sum_{x_a} considerando uma determinada probabilidade ou nível de confiança.

A matriz MVC (\sum_{x_a}) dos parâmetros ajustados é do tipo:

$$\sum X_a = \begin{bmatrix} \sigma^2_{X_1} & \sigma_{X_1Y_1} & \sigma_{X_1X_2} & \sigma_{X_1Y_2} & \dots & \sigma_{X_1X_n} & \sigma_{X_1Y_n} \\ \sigma_{X_1Y_1} & \sigma^2_{Y_1} & \sigma_{Y_1X_2} & \sigma_{Y_1Y_2} & \dots & \sigma_{Y_1X_n} & \sigma_{Y_1Y_n} \\ \sigma_{X_1X_2} & \sigma_{Y_1X_2} & \sigma^2_{X_2} & \sigma_{X_2Y_2} & \dots & \sigma_{X_2X_n} & \sigma_{X_2Y_n} \\ \sigma_{X_1Y_2} & \sigma_{Y_1Y_2} & \sigma_{X_2Y_2} & \sigma^2_{Y_2} & \dots & \sigma_{Y_2X_n} & \sigma_{Y_2Y_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sigma_{X_1X_n} & \sigma_{Y_1X_n} & \sigma_{X_2X_n} & \sigma_{Y_2X_n} & \dots & \sigma^2_{X_n} & \sigma_{X_nY_n} \\ \sigma_{X_1Y_n} & \sigma_{Y_1Y_n} & \sigma_{X_2Y_n} & \sigma_{Y_2Y_n} & \dots & \sigma_{X_nY_n} & \sigma^2_{Y_n} \end{bmatrix} \quad (27)$$

$\sigma^2_{x_i}$: variância da coordenada x de um ponto i

$\sigma^2_{y_i}$: variância da coordenada y de um ponto i

$\sigma_{X_1Y_1}$, $\sigma_{X_1Y_2}$, $\sigma_{X_2Y_2}$, $\sigma_{X_1X_2}$, $\sigma_{Y_1Y_2}$: Covariâncias

A covariância de um valor de coordenada ou de uma observação é definida por Brandão (2004) como uma medida de confiabilidade desse valor, indicada pela sua variância σ^2 , pelo seu desvio padrão $\sigma = \pm \sqrt{\sigma^2}$, ou erro médio quadrático $m = \pm \sqrt{\sigma^2}$.

Os valores do desvio padrão são estimadores muito utilizados e são expressos pela equação 28.

$$\sigma = \pm \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2} \quad (28)$$

onde,

ε o erro na observação e n o nº de observações.

O erro médio quadrático (m) de uma coordenada X e Y de um ponto descreve a precisão do ponto com relação às direções dos eixos X e Y do Sistema de Referência. Normalmente deseja-se conhecer conforme Gemael (1994) os erros médios quadráticos máximos e mínimos e suas direções, que podem ser calculadas a partir de elipses de confiança, considerada como uma analogia bidimensional dos intervalos de confiança utilizados na estimativa de parâmetros de variáveis aleatórias unidimensionais.

Uma vez conhecida a MVC das observações geodésicas cadastrais, a qualidade do levantamento pode ser testada aplicando o Teste Global também conhecido como Teste Qui-Quadrado (χ^2) (GEMAEL, 1994).

Um teste de hipótese pode ser usado para verificar se a estimativa da variância de referência a posterior ($\hat{\sigma}_0^2$), a um certo nível de significância (α), é estatisticamente equivalente à variância de referência a priori (σ_0^2). Se a equivalência não for verificada é porque a hipótese $E\{\mathbf{V}\} = \mathbf{0}$ (se o vetor dos resíduos aleatórios (V), é proveniente de uma população de resíduos cuja média é zero, o estimador de mínimos quadrados é um estimador não-tendencioso dos parâmetros x) não está sendo verdadeira, isso contradiz alguns dos princípios fundamentais da distribuição de probabilidades das variáveis aleatórias envolvidas (GARNÉS, 2001).

4.3 Testes de Hipóteses

Um dos testes estatísticos mais usual para verificar a hipótese de que uma determinada amostra tenha sido retirada, ou não, de alguma população é o teste Qui-Quadrado também conhecido como Teste Global.

Para aplicar o Teste Qui-Quadrado, geralmente duas hipóteses são testadas, a hipótese nula (H_0) supondo “o modelo correto e completo” contra uma hipótese alternativa H_1 em que os dados não se adéquam ao modelo. As possíveis decisões a serem tomadas no teste de hipóteses são:

- a) H_0 é verdadeira e é aceita;
- b) H_0 é verdadeira e é rejeitada;
- c) H_0 é falsa e é rejeitada;
- d) H_0 é falsa e é aceita.

Se a decisão for a), diz-se que o erro cometido foi do tipo I. A probabilidade de se cometer um erro tipo I é denotado por α e chamado nível de significância do teste. Se a decisão for d), diz-se que o erro cometido é do tipo II. A probabilidade para o erro tipo II, é denotada por β e $(1 - \beta)$ chamado potência do teste. Deve haver um balanceamento nos

valores de α e β , porque diminuindo um deles o outro aumenta e vice-versa. Geralmente, na prática, utiliza-se os valores $\alpha = 5\%$, 2% ou 1% (GARNÉS, 2001).

A hipótese mais ampla sobre as observações geodésicas em geral é que elas são realizações amostrais de variáveis aleatórias normalmente distribuídas. No caso de uma variável aleatória (X) n -dimensional, a função densidade de probabilidade normal multivariada (ou multinormal) associada é (GARNÉS, 2001):

$$F(X) = \left[\frac{1}{(2\pi)^{\frac{n}{2}} \sqrt{|\Sigma_X|}} \right] e^{\left[-\frac{1}{2}(x-\mu_X)^T \Sigma_X^{-1} (x-\mu_X) \right]} \quad (29)$$

Σ_X é a matriz variância-covariância;

$\mu_X = E[X]$ é a estimativa dos parâmetros amostrais.

Para variáveis aleatórias normais multivariadas X com média μ_X e matriz variância-covariância Σ_X a notação empregada é dada pela expressão:

$$X \approx N(\mu_X, \Sigma_X) \quad (30)$$

Para o modelo $V=A_x-L$ supõe-se a priori que a variável aleatória (V), tem distribuição normal multivariada, com média $E\{V\}=0$ e matriz variância-covariância:

$$\Sigma V = \Sigma L, \text{ com } V \approx N(0, \Sigma_L) \quad (31)$$

As hipóteses comumente empregada baseadas no teste Qui-Quadrado são mostradas em literaturas como GEMAEL (1994), GARNÉS (2001), MÔNICO e SILVA (2003). A seguir são apresentadas as duas hipóteses mais utilizadas.

$$H_0 : E\left\{ \hat{\sigma}_0^2 \right\} = \sigma_0^2 \quad (32)$$

$$H_1 : E \left\{ \hat{\sigma}_0^2 \right\} \neq \sigma_0^2 \quad (33)$$

Onde

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T P V}{G} \quad (34)$$

Com

$$P = \sigma_0^2 \sum_{L_b}^{-1}. \quad (35)$$

Sendo:

V^T o vetor transposto (nx1) dos resíduos das observações (n= número de observações);

P a matriz dos pesos das observações;

\sum_{L_b} é a matriz MVC das observações;

σ_0^2 definido como variância de peso a priori;

G é o número de graus de liberdade dado por (n-u) onde u é igual ao número de parâmetros. Isto ocorre quando posto(A)=u, significa A ter posto completo.

A estatística do teste é dada por:

$$\chi^* = \frac{V^T P V}{\sigma_0^2} \quad (36)$$

E a decisão a ser tomada segue:

se $\chi^* < \chi^2_{1-\frac{\alpha}{2}}$ ou $\chi^* > \chi^2_{\frac{\alpha}{2}}$ a hipótese nula H_0 não é rejeitada;

se $\chi^* > \chi^2_{\alpha}$ a hipótese nula H_0 é rejeitada.

Em caso da hipótese nula ser rejeitada, as possíveis causas podem estar relacionadas com o modelo funcional, modelo estocástico, observações e cálculos. A detecção das fontes de erros é uma tarefa difícil. Portanto, deve-se adotar um modelo matemático que descreva a realidade física com uma aproximação melhor que a precisão das observações geodésicas cadastrais.

A seguir serão apresentados os softwares utilizados no processamento e ajustamento dos dados coletados com GPS e Estação Total.

4.4 Exemplos de Softwares Empregados para Processamento dos Dados pelo MMQ

Cabe salientar que este item não tem a finalidade de recomendar a utilização dos *softwares* que serão citados neste trabalho, mas sim apresentar os *softwares*, nos quais os dados geodésicos coletados foram processados e ajustados para permitir uma confrontação dos resultados.

Atualmente são disponíveis vários *softwares* comerciais (livres) e científicos de processamento de dados geodésicos com algoritmos de ajustamento apresentados nos itens anteriores. A seguir serão apresentados os *softwares* utilizados nesta pesquisa.

4.4.1 Softwares de Processamento de Dados Obtidos com GPS

Devido à ampla utilização de softwares comerciais de fácil acesso, foi realizado um estudo por Bonifácio (2008) para justificar a utilização dos mesmos em atividades de levantamentos cadastrais, ficando constatados que os resultados encontrados são compatíveis com os resultados obtidos com a aplicação de *softwares* científicos.

Nesta pesquisa foi empregada dois *softwares* comerciais de processamento de dados GPS sendo eles os *softwares* GrafNet e Trimble Geomatic Office (TGO). Os resultados obtidos em ambos os *softwares* foram comparados para garantir um controle no processamento e ajustamento dos dados do campo de pontos de referência.

Ressalta-se a importância da utilização de *softwares* científicos, os quais não foram disponibilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

a) Software GrafNet

O *software* GrafNet versão 7,0 desenvolvido pela *Waypoint Consulting Inc*, é simples e de fácil manuseio. Este software é exclusivo para processamento de rede com fechamento de figuras geométricas e rede radial. O formato de arquivos de dados de importação aceito neste programa é o GPB. Os dados são importados através da função *add/remove*

observations e executado pela função *Process Unsuccessful Sessions add/remove observations*. Feito isso, os vetores das linhas de base aparecem na tela do programa para obtenção da solução das ambigüidades. O processamento dos vetores linhas de base somente serão permitidos se as coordenadas das estações de referência forem a princípio inseridas, posteriormente são ajustados selecionando a função *network adjustmet*.

Este *software* foi utilizado para os cálculos de coordenadas, dos ajustamentos e controle estatístico das medições GPS, para o transporte de coordenadas a partir das estações de referência (tratadas no Capítulo 5) para um campo de pontos de referência implantados nas Áreas Testes envolvidas neste trabalho.

b) Software TGO

Conforme o manual do *software* TGO (2001) este, permite processar dados provindos de levantamentos utilizando os métodos estático e cinemático, permitindo importar dados no formato RINEX e DATA. Os dados GPS foram transformados para o Formato RINEX em acordo com a literatura de MONICO (2000), que recomenda transformar os dados GPS para este formato, quando se dispõe de dados coletados com diferentes marcas de receptores GPS.

Uma das características do *software* TGO é que o mesmo permite a integração de dados coletados com GPS e Estação Total. Conforme Marques et al (2006) o TGO permite a importação de dados obtidos por estação total no formato coletor da Sokkia (SDR). Os dados importados neste formato são tratados como dados terrestres da Trimble. Segundo o mesmo autor este *software* não permite inserir as precisões das coordenadas.

Os dados são processados no módulo WAVE Baseline Processing usando observações de fase portadora (L1/L2) e de código para produzir linhas de base GPS tridimensional entre pontos do levantamento. Quanto ao ajustamento dos dados GPS o mesmo é realizado no módulo de Network djustment, que permite entre outros detectar falhas, considera erros sistemáticos, estima e modela erros sistemáticos.

Contrapondo o *software* GrafNet, o TGO não permite a visualização das coordenadas planas retangulares em seus relatórios de ajuste. A transformação das coordenadas geodésicas resultante deste *software* para planas retangulares UTM foi executada no programa TCGeo do IBGE.

4.3.2 Softwares de Processamento de Dados Obtidos com Estação Total

Os dados medidos com Estação Total foram processados e ajustados utilizando os *softwares* ADJUST e TopoGRAPH.

a) *Software* ADJUST

O *software* ADJUST, foi desenvolvido pelo Professor Paul R. Wolf da Universidade de Wisconsin – Madison e pelo Professor Charles D. Ghilani da Universidade Estadual da Pensylvania, baseado no livro texto “ *ADJUSTMENT COMPUTATIONS – Statistics and Least Squares in Surveying and GIS*” (1996), para atender basicamente os cursos de computação e ajustamento da Universidade da Califórnia – Berkeley e da Universidade de Wisconsin – Madison. É um pacote de programas elaborados nas linguagens computacionais BASIC, C, FORTRAN e PASCAL, direcionado para ensino e pesquisa. Este *software* é constituído por três módulos: STATS, ADJUST e MATRIX. Cada módulo foi elaborado com sub-programas e sub-rotinas, de tal forma que as inserções e particularidades desejadas podem ser inseridas, calculadas e testadas particularmente e interativamente, analisando-se e discutindo-se cada resultado ou produto de cálculo intermediário (GALDINO, 2006). A seguir será feito um breve comentário a respeito dos módulos do *software* ADJUST.

STATS – é um módulo de programa direcionado as análise estatísticas de modo geral, além de testes de hipóteses e de significância χ^2 *Chi square*, *T-Students*, *F-Fisher distribution*, entre outros.

MATRIX – foi elaborado para efetuar operações e cálculos matriciais (adição, subtração, transposta, inversa, entre outras) básicos e usuais.

ADJUST – este módulo trata várias rotinas para ajustamento pelo MMQ de redes: de nivelamento, de triangulação, trilateração, redes GPS, etc. Além de tratar das transformações de coordenadas: Afim, de similaridade e Projetiva.

b)Software TopoGRAPH

O sistema topoGRAPH tem módulos para processamento de dados topográficos, cálculos de volumes de terraplenagem, projetos viários e elaboração de notas de serviço. Entretanto, será de interesse neste trabalho, apenas o módulo de processamento de dados topográficos (módulo de cálculo).

No módulo de cálculo do Sistema TopoGRAPH, as cadernetas de levantamento de campo podem ser introduzidas a partir de dados levantados por diversos tipos de equipamentos, como Estações Totais e Distanciômetros. A introdução desses dados é feita de forma manual, digitando-se as medições, ou a partir da transferência automática de dados entre uma Estação Total e o computador. O número de poligonais por caderneta é ilimitado e para facilitar a comunicação com outros programas, existe a opção de importação e exportação de coordenadas em qualquer formato ASCII.

Um dos recursos mais importantes é a visualização simultânea dos dados em uma tabela e uma vista gráfica. Este recurso facilita o processo de montagem das poligonais, já que as seqüências das estações podem ser criadas graficamente, clicando-se o *mouse* sobre os lados que fazem parte de cada uma das poligonais.

Para aumentar a segurança e qualidade dos resultados, os cálculos preliminares permitem a verificação do levantamento, pois cada trabalho pode ter suas tolerâncias informadas, tanto para as cadernetas, quanto para as poligonais. As poligonais apoiadas e enquadradas ou fechadas podem ser ajustadas pelo método de compensação por projeções ou pelo Método dos Mínimos Quadrados (ver item **4.2.2**). Pode-se trabalhar com coordenadas topográficas locais ou definidas com transporte de coordenadas planas retangulares UTM. O Sistema topoGRAPH utiliza a classificação das poligonais da ABNT.

Para os trabalhos de Geodésia, o Sistema TopoGRAPH oferece opções de transformações de coordenadas planas retangulares UTM para topográficas, planas retangulares UTM para Geodésicas e Geodésicas para planas retangulares UTM.

5. EXPERIMENTOS E ANÁLISES METODOLÓGICAS DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS GEODÉSICAS DE REFERÊNCIA E DO OBJETO

Neste Capítulo, apresenta-se a metodologia adotada nos experimentos e as análises dos seus resultados, os quais foram realizados em duas Áreas Testes distintas, Área Teste 1 e Área Teste 2. Nelas foram posicionados um campo de pontos de referência aplicando-se o método de posicionamento com GPS e Estação Total e um campo de pontos-objeto com Estação Total para a densificação de uma malha de georreferenciamento e a definição de limites de parcelas territoriais urbanas. A seguir serão apresentados a descrição dos materiais e métodos empregados, as características das Áreas Testes, assim como os resultados e análises dos experimentos realizados.

5.1 Métodos e Materiais

O desenvolvimento da pesquisa segue no fluxograma apresentado na Figura 15.

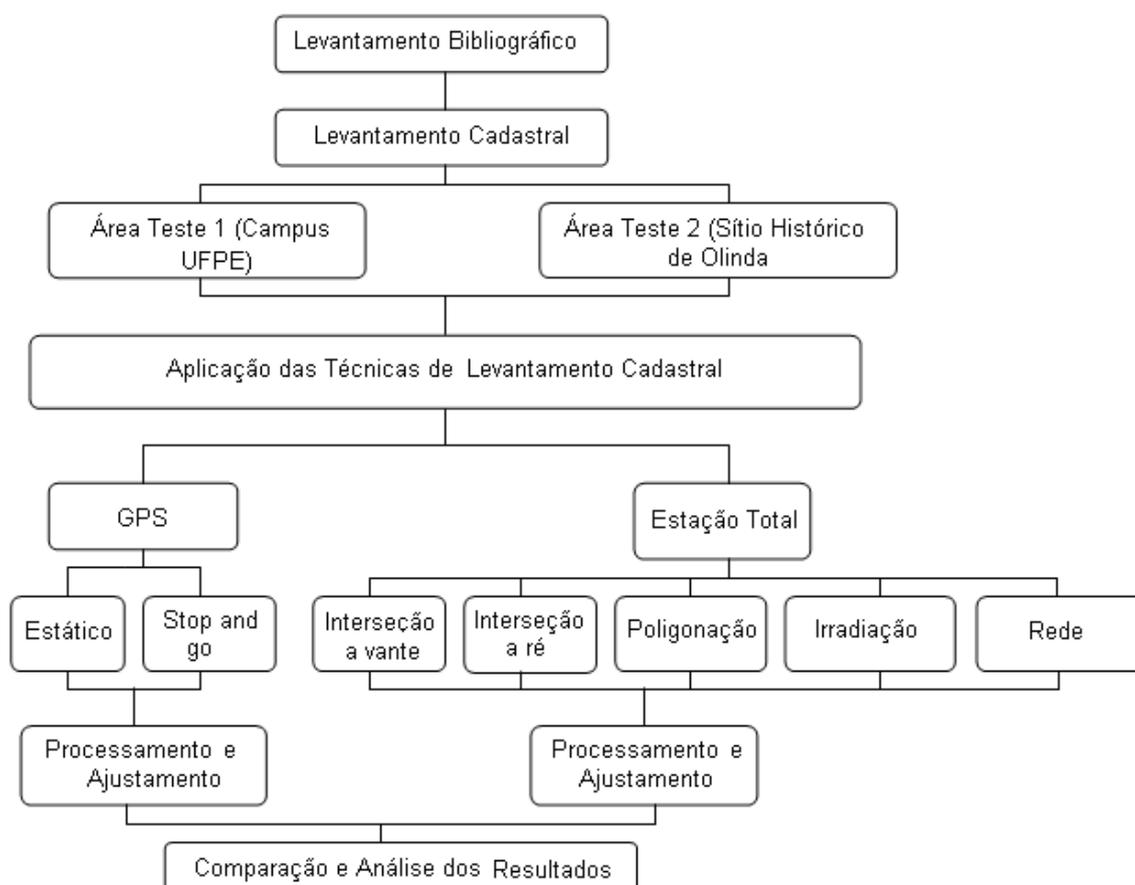


Figura 15 – Fluxograma da metodologia adotada.

a) Métodos

Inicialmente, realizou-se o levantamento relativo com o método de posicionamento GPS estático (item 5.2.1.1), tanto na Área Teste 1, quanto na Área Teste 2, com o objetivo de obter as coordenadas precisas do campo de pontos de referência. As coordenadas determinadas com o método de posicionamento relativo estático serviram de base e comparativo, para as coordenadas obtidas pelos métodos terrestres de medição com Estação Total, método de redes (triangulação), interseção a vante e ré, poligonação e irradiação.

As coordenadas obtidas com o método relativo de posicionamento estático, também serviram como comparativo para as coordenadas obtidas com o método relativo de posicionamento *Stop-and-go*. A determinação do campo de pontos-objeto foi realizada por meio dos métodos terrestres de medição com Estação Total, considerando as coordenadas obtidas do campo de pontos de referência, tanto com GPS, quanto com Estação Total. Para a comparação das coordenadas em um único sistema de referência foram determinados parâmetros para a passagem do Sistema de Coordenadas Local definido pela Estação Total para o Sistema de Coordenadas do GPS.

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

O indicador de precisão utilizado na realização do levantamento cadastral para os métodos de levantamento do Sistema GPS e com Estação Total obedeceu o nível de confiança de 95%.

b) Materiais

Os equipamentos empregados para aquisição de dados no campo e os *softwares* utilizados nos processamentos e ajustamentos das observações geodésicas, na realização do levantamento cadastral urbano, foram:

- 1) Receptores geodésicos de dupla frequência (L1/L2) da marca Rascal;

As especificações segundo o manual do fabricante da Rascal, para levantamento utilizando o receptor rascal são: para o método estático com 30 min de ocupação e 6

satélites, a precisão horizontal é 5 mm +1 ppm; e para levantamento cinemático a precisão horizontal é 10mm + 1ppm com taxa de ocupação de 1 s .

2) Receptores geodésicos de dupla frequência (L1/L2) da marca Trimble modelo 4000SST de dupla frequência;

Conforme o manual do fabricante do receptor Trimble 4000SST, para um período de rastreio de 60 min e no mínimo 4 satélites a precisão para linha de base observada é de 10 mm + 2 ppm.

3) Estação Total Trimble DR – série 3305

Segundo o manual do fabricante desta Estação Total, as precisões angular e linear são, respectivamente, 5" e 5 mm ± 5ppm;

4) *Softwares* descritos no item 4.4.

5) Aplicativos desenvolvidos em planilhas Excel com a finalidade de calcular as médias dos ângulos horizontais e verticais, e distâncias horizontais.

A seguir é feita a descrição das áreas de trabalho onde foi desenvolvida a pesquisa, assim como os resultados e análises dos experimentos realizados.

5.2 Levantamento Cadastral Urbano da Área Teste 1 – Campus UFPE

Com localização concêntrica ao Campus da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), a Área Teste 1 é composta por uma Quadra “non aedificandi”. Essa área situa-se nas proximidades do prédio da Biblioteca Central e do Centro de Convenções (Figura 16) e contempla um conjunto de campo de pontos de referência geodésicos e topográficos (EC04, P1, P2, P3, P4) e um campo de pontos-objeto (vértices externos da sigla UFPE) representados na Figura 17 .



Figura 16 - Localização da Área Teste 1. Fonte: Projeto UNIBASE – FIDEM (1983).

A Figura 17 ilustra o campo de pontos de referência e pontos-objeto da Área Teste1.

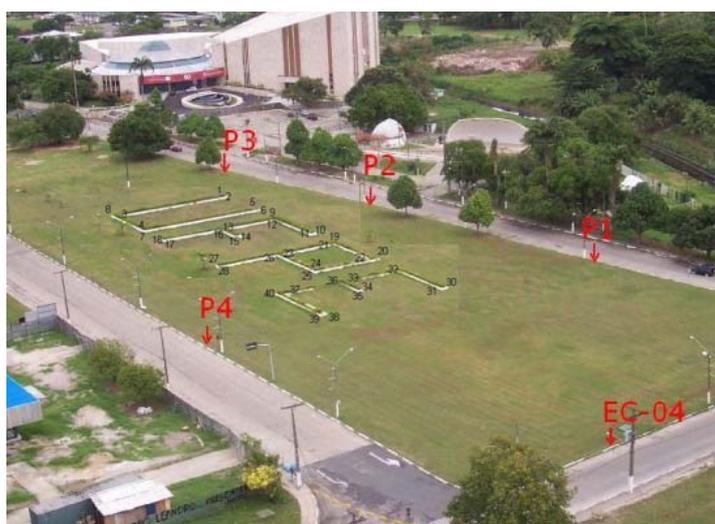


Figura 17 - Campos de pontos de Referência e objeto da Área Teste 1.

A justificativa para adoção desta área teste questão é aproveitar um conjunto de dados de campo disponíveis e oriundos da pesquisa de mestrado de Bonifácio (2008) para testar diversos métodos de determinação de campos de pontos (Figura 17). Com isto, visa-se analisar os fatores que influenciam na qualidade posicional de estruturas geodésicas, situadas a curta distância das estações de referência em uma área isenta de obstruções, para posterior aplicação em uma área totalmente edificada (item 5.3).

O processamento e ajustamento dos dados GPS do campo de pontos de referência, foi conduzido aplicando-se dois programas comerciais: GrafNet e TGO (ver item 4.4).

A seguir serão abordados os experimentos e resultados realizados na Área Teste 1.

5.2.1 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com GPS

Um fator essencial que antecedeu a fase de execução do levantamento foi o planejamento de campo visando o reconhecimento da área de trabalho e localização dos pontos que compõem o campo de pontos de referência. As coordenadas geodésicas do campo de pontos de referência (Figura 17) foram determinadas a partir das estações RECF e UFPE (Nº 98233) que integram o SGB e a partir de uma estação da futura Rede de Referência Cadastral (ver item **2.3.4**) EPS03, atualmente em fase de densificação.

A estação RECF integra a Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC), rede GPS ativa brasileira de primeira ordem (hierarquia 1), e encontra-se situada no topo do prédio da Biblioteca Central da UFPE.

A estação UFPE, localiza-se no topo do prédio administrativo do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco e pertence à Rede Geodésica de 1º ordem do IBGE. Essa estação apesar de ser classificada como vértice de primeira ordem, suas coordenadas geodésicas apresentam desvios padrões com valores elevados. Diante desse fato, a estação UFPE foi ocupada por GPS, com objetivo de melhorar a qualidade posicional de suas coordenadas.

A Estação de Referência EPS03 integra a futura Rede de Referência Cadastral da UFPE. Cabe salientar que esta estação ainda não foi homologada pelo IBGE e teve suas coordenadas determinadas nesta pesquisa.

A adoção da estação de referência EPS03 é justificada primeiramente, pela descontinuidade no fornecimento dos dados GPS da estação RECF pelo IBGE, constado em dezembro e janeiro de 2007, período de realização das campanhas GPS, uma vez que, o desenvolvimento desta pesquisa requer que o levantamento cadastral do campo de pontos geodésico de referência, seja referenciado a duas estações de referência de primeira ordem, para que se tenha um valor posicional mais provável do campo de pontos de referência para o levantamento cadastral dos pontos-objeto da parcela territorial urbana.

Outra justificativa, para o emprego da estação de referência EPS03 é pelo fato do campo de pontos de referência necessitar ser determinado aplicando-se também o método

de posicionamento relativo semicinemático *Stop-and-go* (Capítulo 3). Utilizando estações da RBMC, o posicionamento de pontos pelo método *Stop-and-go* não é possível com uma taxa de gravação de 15 segundos, pois o tempo recomendado pelo manual do fabricante do receptor GPS da Rascal são 5 s. Os dados das estações da RBMC são fornecidos pelo IBGE com uma taxa de gravação de 15 s, por esse motivo houve a necessidade de ocupar a estação EPS03 como referência na realização do levantamento.

As coordenadas geodésicas da estação de referência UFPE e EPS03 em SIRGAS 2000 foram determinadas neste trabalho, a partir da estação de referência RECF, aplicando o método relativo de posicionamento estático, com uma taxa de gravação de 15 s, máscara de elevação de 15° e tempo de rastreamento de 2 h. O processamento e ajustamento dos dados GPS foram executados no *software* GrafNet aplicando a portadora L1 devido aos pequenos comprimento dos vetores linhas de base, cuja distribuição geométrica dos vetores linhas de base são mostrados no Anexo 1: Distribuição geométrica dos vetores linhas de base das estações de referência.

As coordenadas geodésicas em SIRGAS 2000 das Estações de referência adotadas nesse trabalho e seus respectivos desvios padrões são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Coordenadas das estações de referência em SIRGAS 2000. Fonte: *Software* GrafNet.

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSÓIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	ESTE (E)	NORTE(N)	h (m)	σ_h (m)
RECF	-8° 03' 03,4697"	0,001	-34° 57' 05,4591"	0,002	284931,043	9109554,895	20,180	0,002
UFPE	-8° 03' 10,89716"	0,003	-34° 57' 16,95422"	0,003	284580,105	9109325,023	49,183	0,006
EPS03	-8° 03' 07,57601"	0,003	-34° 56' 50,66158"	0,004	285384,807	9109430,884	5,184	0,010

5.2.1.1 Método de Posicionamento Relativo Estático

As campanhas GPS para o georreferenciamento do campo de pontos de referência (Figura 22), foram realizadas nos dias 19 de dezembro de 2007 ocupando a estação de referência UFPE; e 28 de janeiro de 2008, considerando as estações de referência RECF e EPS03. Para a primeira campanha, almejava-se o rastreamento simultâneo entres as estações de referência RECF e UFPE, mas os dados da Estação RECF não foram disponibilizados pelo IBGE.

O campo de pontos de referência possui duas hierarquias e foram utilizados como referência para a determinação do campo de pontos-objeto determinados pelos métodos terrestres de medição: interseção a vante e irradiação (ver itens 3.4.1 e 3.4.2).

As duas hierarquias do campo de pontos de referência estabelecidas na Área Teste 1, primeiro foi realizada pelas estações UFPE, RECF e EPS03, e a segundo pelos pontos (EC04, P1, P2, P3 e P4). A Figura 18 mostra o rastreamento GPS nos vértice P1, P2, P4 e EC04 integrante do campo de pontos de referência (Figura 17).

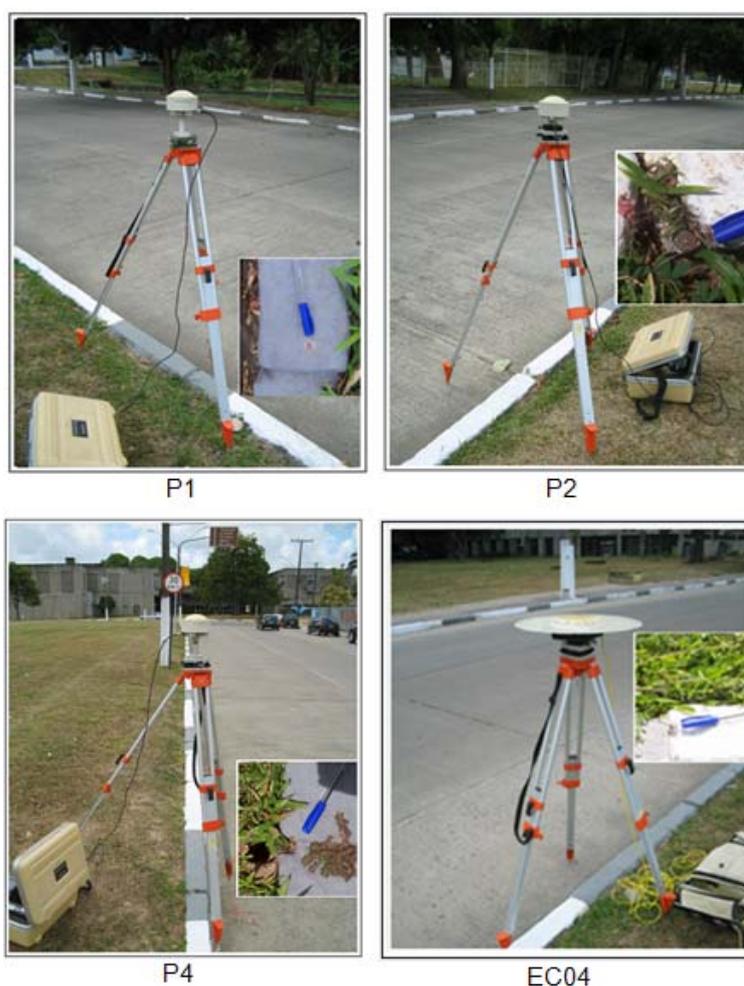


Figura 18 – Rastreio GPS do campo de pontos de referência.

As observações GPS foram conduzidas utilizando-se receptores geodésicos L1/L2: 2 receptores 4000SST da TRIMBLE e 2 receptores da marca Rascal, adotando os seguintes requisitos: máscara de elevação de 15°, taxa de gravação para a coleta dos dados GPS de 15 segundos e tempo mínimo de ocupação em cada ponto conforme descrito no Quadro 1.

Quadro 1 – Período de ocupação pelo método de posicionamento GPS relativo estático nos vértices do campo de pontos de referência da Área Teste 1.

Ponto	LEVANTAMENTO 21/12/2007	LEVANTAMENTO 28/01/2008
	PERÍODO DE OCUPAÇÃO	PERÍODO DE OCUPAÇÃO
UFPE	4hs e 54 min	-----
P1	1hs e 37 min	1hs e 44 min
P2 (1)	1hs e 55 min	2hs e 29 min
P2 (2)	-----	1hs e 08min
P3	1hs e 38 min	4hs e 54 min
P4 (1)	49 min	3hs e 43 min
P4 (2)	57 min	-----
EC04	1hs e 15 min	1hs e 46 min
EPS03	-----	5hs e 16 min

A campanha GPS realizada em 21 de dezembro de 2007, utilizou a estação de referência UFPE, enquanto que a campanha GPS realizada em 28 de Janeiro de 2008, utilizou as estações de referência UFPE e EPS03 com rastreo simultâneo.

As antenas dos receptores foram posicionadas sobre os vértices utilizando tripés e bases nivelantes. As antenas foram aproximadamente orientadas para o norte geográfico, para minimizar erro de orientação, e as alturas das antenas foram medidas no início e no fim de cada ponto observado. De acordo com o Quadro 3 o tempo mínimo e máximo de rastreo, respectivamente foram de 00:49:30 hs e 2:31:31 hs.

O Sistema de Referência utilizado na coleta de dados GPS foi o WGS-84, porém, as coordenadas dos vértices de interesse foram processadas em SIRGAS 2000.

a) Processamento

Em virtude do curto comprimento das linhas de base formadas pelos vértices do campo de pontos de referência, que varia entre 51,708 m (mínimo) e 645,477 m (máximo), conforme mostra o Quadro 2, os efeitos atmosféricos nas mesmas são considerados praticamente os mesmos em todas as estações de rastreo. Por esta razão, utilizou-se no processamento apenas a observável L1 em acordo com literaturas existentes, por exemplo, MONICO (2000).

Na fase de processamento todas as linhas de base foram processadas em L1 e obtiveram solução “fixada”.

A obtenção das coordenadas do campo de pontos de referência utilizando os *softwares* GrafNet e TGO, foram obtidas considerando como referência primeiramente as estações de RECF e EPS03 com processamento simultâneo, logo em seguida, com estações de referência individuais RECF, UFPE e por fim EPS03.

Quadro 2 – Vetores linhas de base observadas e suas respectivas distâncias aproximadas.

Fonte: Software TGO.

LINHAS DE BASE OBSERVADAS	COMPRIMENTOS APROXIMADOS DAS LINHAS DE BASE EM METROS (m)
RECF – P3	108,150
RECF – P1	167,230
RECF – P4	121,298
RECF – EC04	192,412
RECF – P2	131,627
RECF - EPS03	470,324
P3 – P4	120,459
P3 – P2	60,216
P1 – EC04	75,323
P1 – P2	51,706
P4 – EC04	71,185
P4 – P2	79,096
P4 – P1	70,485
EC04 – P2	118,653
EPS03 – P2	536,990
EPS03 – EC04	645,477
EPS03 – P3	476,562
EPS03 – P4	578,470
EPS03 – P1	585,505

O processamento GPS do campo de referência aplicando o método de posicionamento estático foi realizado com dados de efemérides precisas, devido às falhas nos dados de navegação da estação RECF.

A seguir serão apresentados os resultados dos processamentos e ajustamentos realizados com os *softwares* GrafNet e TGO.

- **Processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo (Software GrafNet)**

A distribuição geométrica dos vetores linhas de base que interligam os pontos de referência é mostrada na Figura 19.

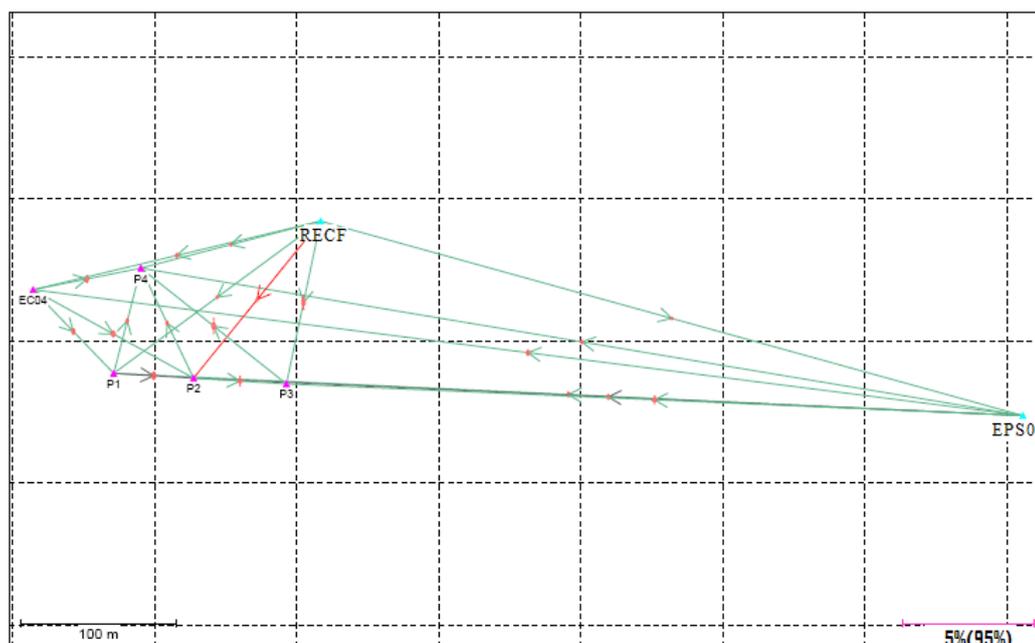


Figura 19 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando as estações de referência RECF e EPS03. Fonte: *Software GrafNet*.

As coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) ajustadas e planas retangulares UTM (E e N) e seus respectivos desvios padrões provindos do processamento e ajustamento são mostradas na Tabela 2. A transformação de coordenadas geodésicas para planas retangulares UTM é realizada pelo o próprio *software GrafNet* e sua visualização é mostrada no relatório de ajustamento. O relatório de ajustamento é mostrado no Anexo 2 – Área Teste 1: Campo de Pontos de Referência Determinados com GPS.

Tabela 2 - Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de Referência RECF e EPS03. Fonte: *Software GrafNet*.

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91754	0,003	-34 57 11,57289	0,002	284744,025	9109509,514	3,5238	0,008
P1	-8 03 06,68394	0,002	-34 57 09,86699	0,002	284796,527	9109455,489	3,3528	0,002
P2	-8 03 06,78579	0,003	-34 57 08,18130	0,002	284848,164	9109452,606	3,2183	0,006
P3	-8 03 06,90778	0,003	-34 57 06,21849	0,003	284908,292	9109449,145	3,1066	0,012
P4	-8 03 04,46195	0,002	-34 57 09,29343	0,002	284813,765	9109523,846	3,3596	0,004

- **Processamento considerando somente a estação de referência RECF (Software GrafNet)**

Da mesma forma do experimento anterior, os vetores linhas de base processadas e ajustadas tomando como referência a estação RECF são mostradas na Figura 20.

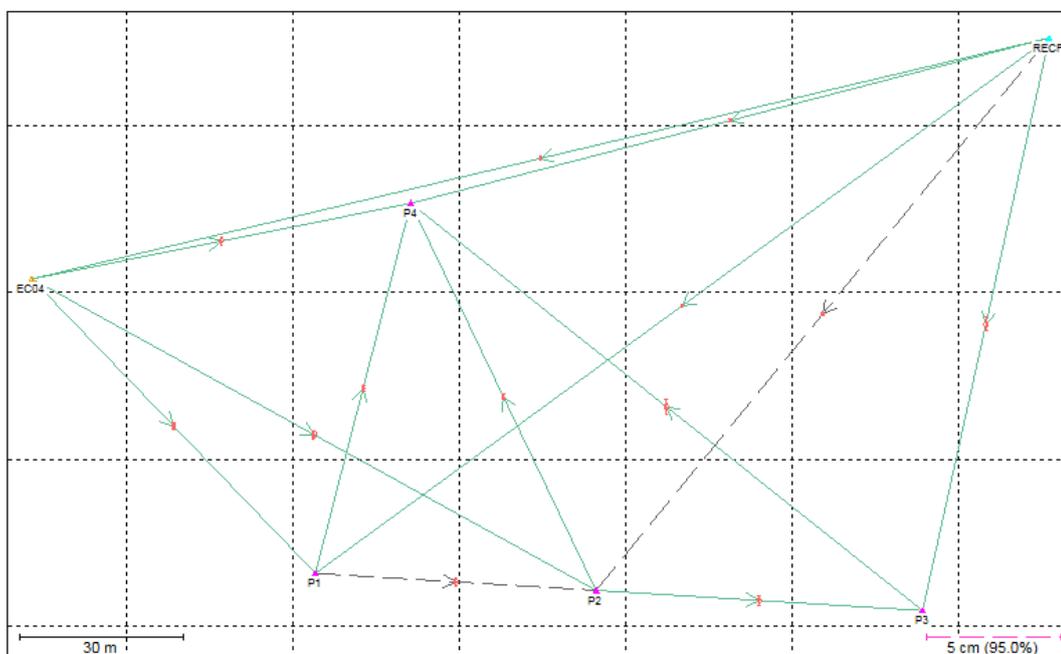


Figura 20 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF. Fonte: *Software GrafNet*.

Ao aplicar a estratégia de processamento adotando a estação de referência RECF, as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares UTM (E e N) e seus respectivos desvios padrões são mostradas na Tabela 3.

Tabela 3 – Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e desvios padrões – Estação de Referência RECF. Fonte: *Software GrafNet*.

PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (ϕ)	σ_ϕ (m)	LONGITUDE (λ)	σ_λ (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,917	0,001	-34 57 11,573	0,001	284744,025	9109509,515	3,524	0,001
P1	-8 03 06,684	0,001	-34 57 09,867	0,001	284796,527	9109455,489	3,351	0,002
P2	-8 03 06,786	0,001	-34 57 08,181	0,001	284848,164	9109452,607	3,219	0,002
P3	-8 03 06,908	0,001	-34 57 06,2185	0,001	284908,292	9109449,145	3,098	0,006
P4	-8 03 04,462	0,001	-34 57 09,293	0,001	284813,765	9109523,846	3,356	0,002

- **Processamento considerando somente a estação de referência UFPE (Software GrafNet)**

Ao aplicar a estratégia de processamento adotando a estação de referência UFPE, os vetores linhas de base resultantes são mostrados na Figura 21.

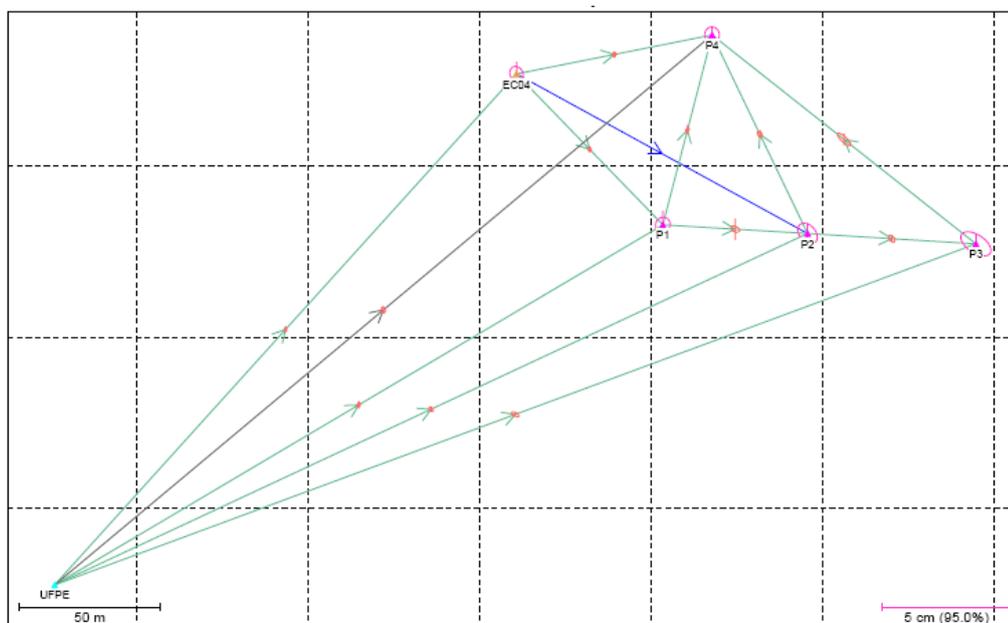


Figura 21 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: *Software GrafNet*.

Os valores das coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares UTM (E e N) e seus respectivos desvios padrões são mostradas na Tabela 4.

Tabela 4 – Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de Referência UFPE. Fonte: *Software GrafNet*.

PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (ϕ)	σ_ϕ (m)	LONGITUDE (λ)	σ_λ (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91772	0,007	-34 57 11,57293	0,006	284744,024	9109509,509	3,4770	0,0218
P1	-8 03 06,68406	0,007	-34 57 09,86732	0,007	284796,516	9109455,486	3,4833	0,0257
P2	-8 03 06,78582	0,009	-34 57 08,18108	0,009	284848,171	9109452,605	3,2842	0,0190
P3	-8 03 06,90735	0,012	-34 57 09,29346	0,014	284908,278	9109449,158	3,2130	0,0177
P4	-8 03 04,46199	0,008	-34 57 16,95422	0,007	284813,766	9109523,845	3,4047	0,0146

- **Processamento considerando somente a estação de referência EPS03 (Software GrafNet)**

A distribuição geométrica dos vetores linhas de base para esse processamento é mostrada na Figura 22.

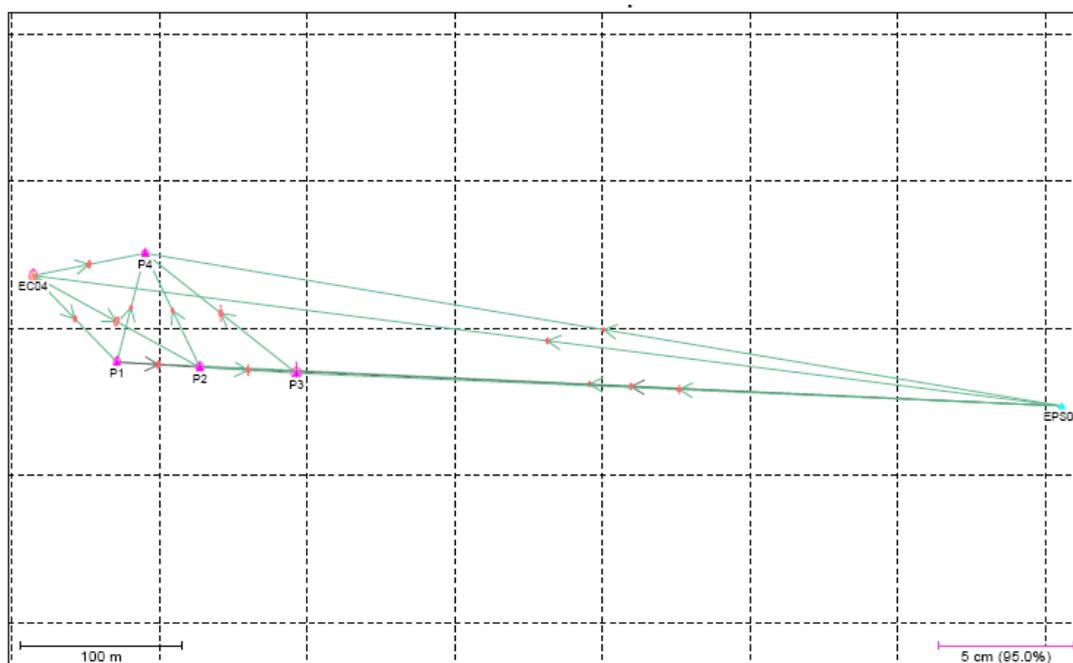


Figura 22 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03. Fonte: Software GrafNet.

A Tabela 5 mostra as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares UTM (E e N) e respectivos desvios padrões resultantes do processamento.

Tabela 5 – Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM e seus respectivos desvios padrões em SIRGAS 2000 - Estação de Referência EPS03. Fonte: Software GrafNet.

PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91755	0,005	-34 57 11,57279	0,003	284744,0285	9109509,5140	3,7374	0,0121
P1	-8 03 06,68399	0,004	-34 57 09,86680	0,003	284796,5324	9109455,4877	3,5760	0,0107
P2	-8 03 06,78582	0,004	-34 57 08,18120	0,003	284848,1674	9109452,6054	3,4356	0,0104
P3	-8 03 06,90780	0,005	-34 57 06,21827	0,005	284908,2986	9109449,1443	3,3296	0,0197
P4	-8 03 04,46200	0,003	-34 57 09,29326	0,003	284813,7705	9109523,8447	3,5815	0,0089

- **Processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo (*Software TGO*)**

Considerando esta estratégia de processamento e ajustamento, a distribuição geométrica dos vértices do campo de pontos de referência e seus respectivos vetores linhas de base são representadas pela Figura 23.

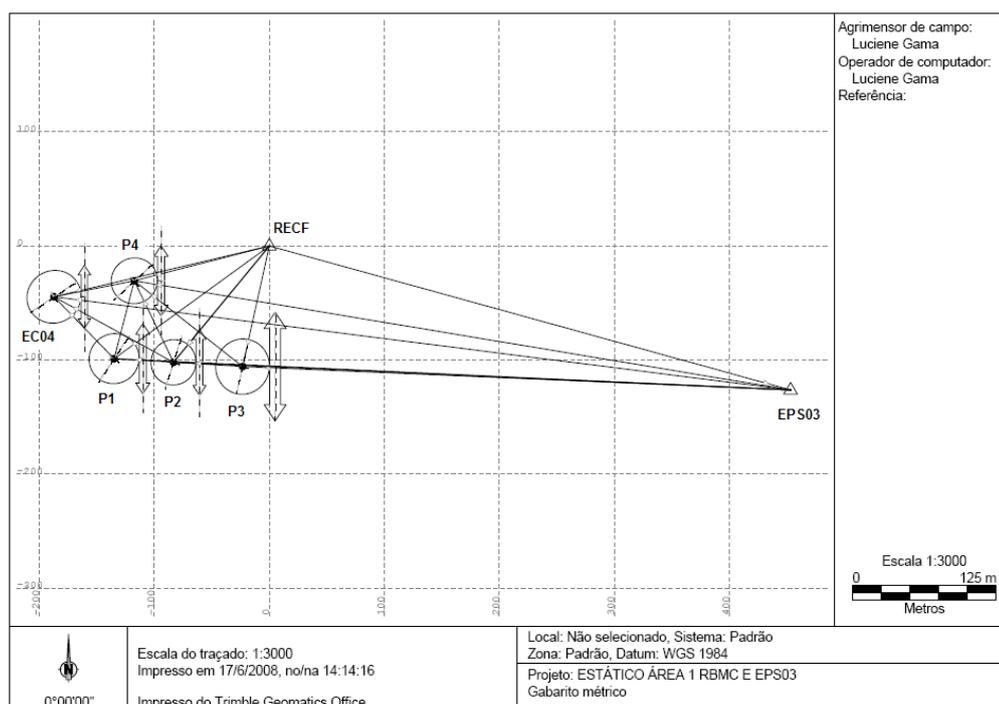


Figura 23 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando as estações de referência RECF e EPS03. Fonte: *Software TGO*.

O *software TGO* em detrimento ao GrafNet expressa no relatório de ajustamento de Rede, a visualização e os valores das elipses de erro. Nas elipses de erro tridimensional do campo de pontos de referência, mostradas graficamente na Figura 23, cada traço nos eixos das elipses representa um valor de 0,001 m a um nível de confiança de 95%. As setas representam à escala altimétrica. Essas mesmas considerações são feitas para os demais processamentos apresentados a seguir.

Os valores posicionais das coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) e planas retangulares UTM (E e N) com seus respectivos desvios padrões estão contidos na Tabela 6.

Tabela 6 – Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões. Fonte: *Software* TGO.

COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	ESTE (E)	NORTE(N)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8°03'04,91755"	0,003	-34°57'11,57290"	0,003	284744,025	9109509,514	3,395	0,005
P1	-8°03'06,68398"	0,003	-34°57'09,86689"	0,003	284796,530	9109455,488	3,275	0,005
P2	-8°03'06,78577"	0,003	-34°57'08,18129"	0,003	284848,165	9109452,607	3,091	0,005
P3	-8°03'06,90775"	0,003	-34°57'06,21850"	0,003	284908,291	9109449,146	3,042	0,008
P4	-8°03'04,46195"	0,003	-34°57'09,29345"	0,003	284813,765	9109523,846	3,227	0,005

O processamento no *software* TGO foi realizado seguindo as mesmas estratégias de processamento do *software* GrafNet, mas somente serão apresentadas os resultados da primeira estratégia: Processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo. Isso se deve ao grau de proximidade dos resultados obtidos nos dois *softwares*.

A seguir serão apresentadas as comparações dos resultados obtidos nos *softwares* GrafNet e TGO. Para isso, entende-se como mesmas estratégias de processamento as coordenadas obtidas com relação as mesmas estações de referências, por exemplo, coordenadas geodésicas processadas e ajustadas nos *softwares* GrafNet e TGO considerando a estação UFPE como referência. Quanto à comparação entre estratégias de processamento distintas, essas são resultantes da comparação de coordenadas obtidas entre, por exemplo, coordenadas obtidas considerando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo, e as coordenadas obtidas considerando como referência somente a estação EPS03; e por fim, entende-se como comparação de resultados entre estratégias de processamento individuais, as comparações realizadas, por exemplo, entre as coordenadas processadas e ajustadas considerando a estação de referência RECF e as coordenadas considerando a estação de referência EPS03.

b) Análise dos resultados

Na utilização do *software* GrafNet as elipses de erro mostram-se maiores para os processamentos considerando somente a estação de referência UFPE (Figura 21) e depois para estação de referência EPS03 (Figura 22), especificamente para o ponto P3. Quanto ao *software* TGO, pode-se afirmar que o vértice P3 na representação das elipses de erro também apresenta maior valor.

Uma provável causa que pode explicar a maior elipse de erro para ponto P3 é o fato do mesmo está localizado próximo de uma árvore, que provavelmente provocou multicaminhamento na recepção dos sinais de satélites para este vértice.

- **Comparação dos resultados obtidos nos softwares GrafNet e TGO com as mesmas estratégias de processamento**

Considerando as Tabelas 2 e 6 foram calculadas e comparadas as discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) entre as estratégias de processamento realizadas nos *softwares* GrafNet e TGO (estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo), assim como suas respectivas resultantes planimétricas. Estes resultados são mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 – Discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas obtidas das estratégias de processamento do método relativo de posicionamento estático nos *softwares* GrafNet e TGO.

PONTO	ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF E EPS03		RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
	ΔE (m)	ΔN (m)	
EC04	0,000	0,000	0,000
P1	0,003	0,001	0,003
P2	0,001	0,001	0,001
P3	0,001	0,001	0,001
P4	0,000	0,000	0,000

As discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) representadas na Tabela 7 são mostradas graficamente na Figura 24 .

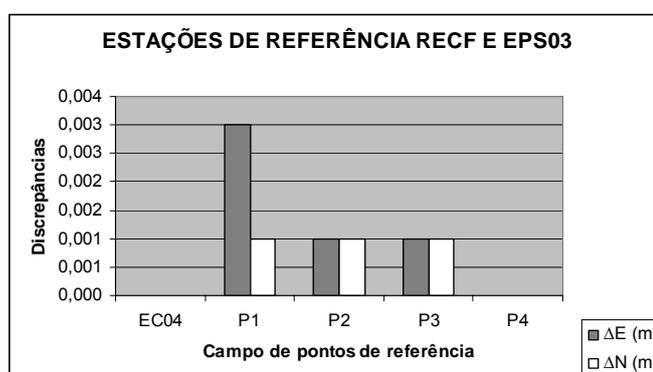


Figura 24 – Gráfico das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas das estratégias de processamento do método relativo de posicionamento estático nos *softwares* GrafNet e TGO.

Analisando as discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM apresentadas na Tabela 7 e no gráfico da Figura 24, os valores encontrados, tanto em E quanto em N e resultantes planimétricas são inferiores a 0,003 m, significando que os *softwares* GrafNet e TGO apresentam resultados compatíveis.

As coordenadas geodésicas resultantes do processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo (*Software* GrafNet) são adotadas como verdadeiras nesse trabalho, para fins comparativos entre os demais métodos de levantamento aplicados neste trabalho. Por esse motivo as coordenadas geocêntricas utilizando essa estratégia de processamento são mostradas na Tabela 8.

Tabela 8 – Coordenadas Geocêntricas, em SIRGAS 2000 - Estação de Referência RECF e EPS03. Fonte: *Software* GrafNet.

COORDENADAS GEOCÊNTRICAS			
PONTO	X (m)	Y(m)	Z(m)
EC04	5176462.7839	-3618302.5806	-887405.6277
P1	5176486.3402	-3618255.3174	-887459.3345
P2	5176515.4416	-3618212.6855	-887462.4138
P3	5176549.3513	-3618163.0615	-887466.1089
P4	5176504.2434	-3618246.4045	-887391.7464

- **Comparação dos resultados obtidos no *software* GrafNet entre estratégias de processamento distintas**

As discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM e resultantes planimétricas do campo de pontos de referência foram calculadas, entre os resultados obtidos adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo e as estações RECF, UFPE e EPS03 com processamento individual no *software* GrafNet, cujos resultados são mostrados nas Tabela 9.

Tabela 9 - Discrepâncias de coordenadas e resultantes planimétricas entre as estratégias de processamento do método de posicionamento estático no *software* GrafNet em SIRGAS 2000.

PONTO	ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA RECF E EPS03; E RECF			ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA RECF E EPS03; E UFPE			ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA RECF E EPS03; E EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,001	0,001	0,001	0,001	0,005	0,005	0,003	0,000	0,003
P1	0,000	0,001	0,001	0,011	0,003	0,011	0,005	0,001	0,005
P2	0,000	0,001	0,001	0,007	0,001	0,007	0,003	0,001	0,003
P3	0,000	0,000	0,000	0,014	0,013	0,019	0,007	0,001	0,007
P4	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,001	0,005	0,001	0,005

As discrepâncias mostradas na Tabela 9 são representadas graficamente na Figura 25.

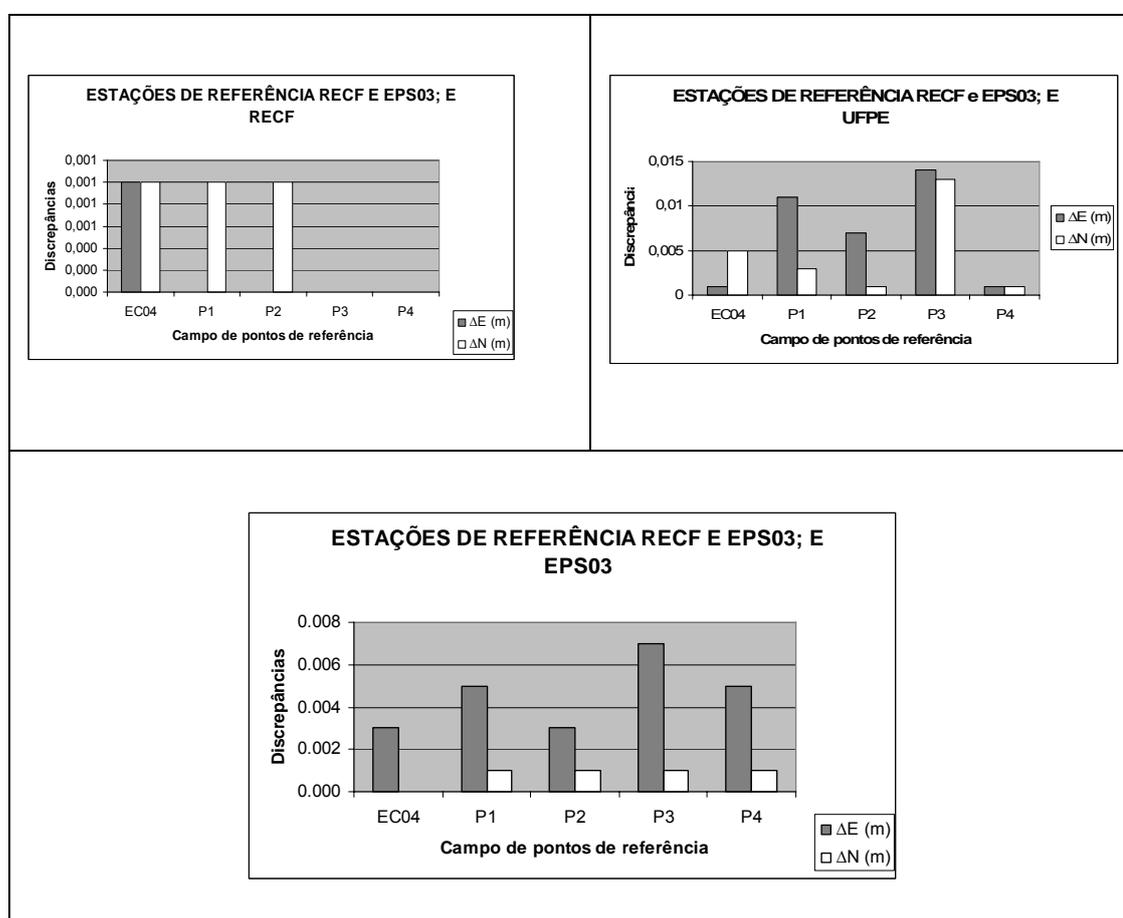


Figura 25 – Gráfico das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) entre as estratégias de processamento do método de posicionamento estático no *software* GrafNet.

Quanto às coordenadas planas retangulares UTM (ver Tabela 9 e Figura 25), as maiores discrepâncias são encontradas entre os resultados das coordenadas provenientes do processamento simultâneo das estações de referência RECF e EPS03 e as coordenadas obtidas fixando a estação UFPE, a exemplo do processamento no *software* TGO. As discrepâncias assumem valores entre 0,000 m a 0,014 m e as resultantes planimétricas de 0,000 mm a 0,019 m. Sendo os maiores valores atribuídos ao vértice P3.

- **Comparação dos resultados obtidos no *software* GrafNet entre estratégias de processamento distintas e apenas uma estação de referência**

Quanto as coordenadas planas retangulares UTM processadas e ajustadas no *software* GrafNet, tendo como referência as estações RECF, UFPE e EPS03 individualmente. As discrepâncias em E e N e suas resultantes planimétricas foram calculadas e seus resultados são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 entre estações de referência distintas e apenas uma estação de referência no *software* GrafNet.

PONTO	ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA RECF E UFPE			ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA RECF E EPS03			ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,002	0,006	0,006	0,003	0,001	0,003	0,005	0,005	0,007
P1	0,011	0,004	0,012	0,005	0,002	0,005	0,016	0,002	0,016
P2	0,007	0,002	0,007	0,003	0,002	0,004	0,004	0,000	0,004
P3	0,014	0,013	0,019	0,007	0,001	0,007	0,021	0,014	0,025
P4	0,001	0,001	0,001	0,006	0,001	0,006	0,005	0,000	0,005

As discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) são mostradas nos gráficos da Figura 26.

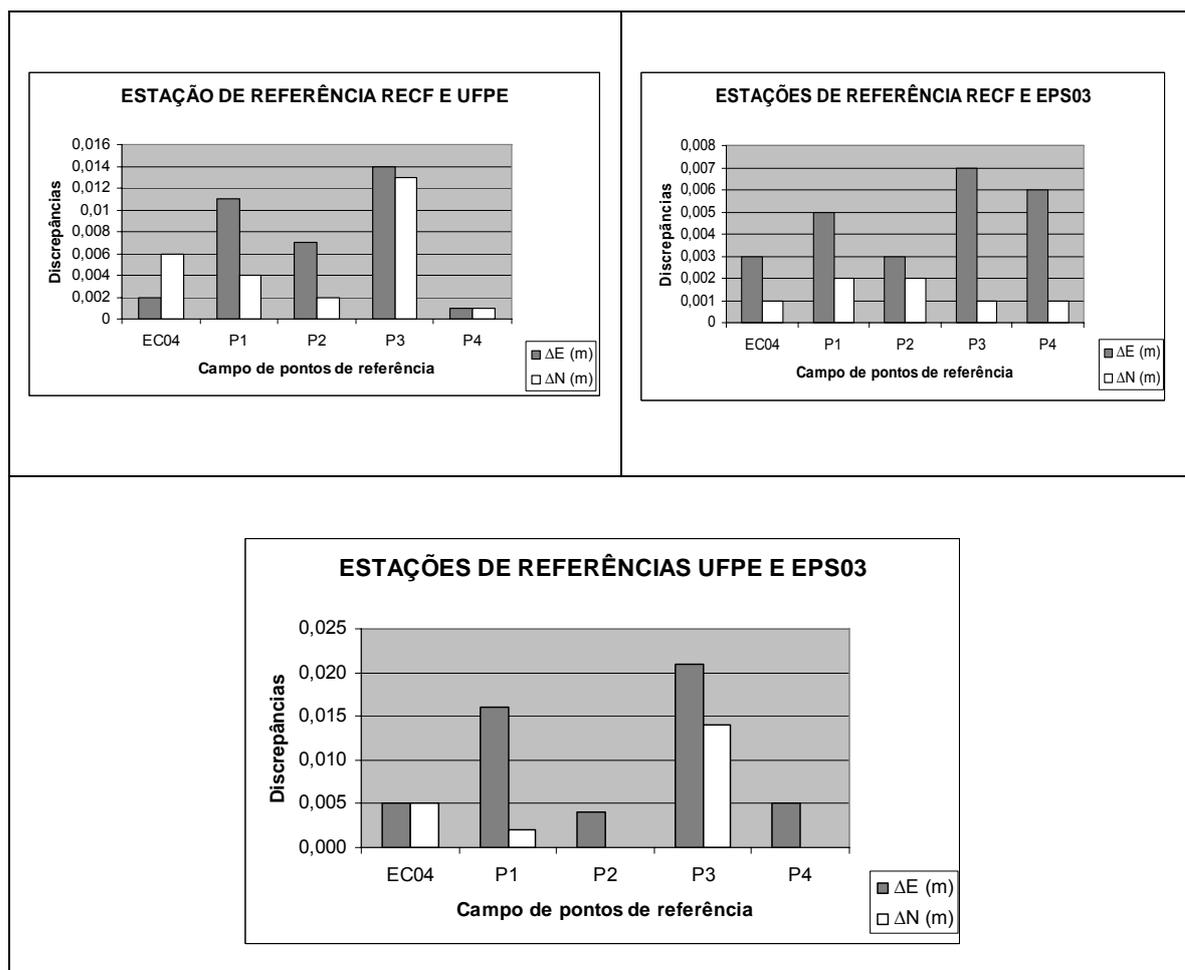


Figura 26 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) entre as estações de referência distintas e apenas uma estação de referência no *software* GrafNet.

As discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM e as resultantes planimétricas mostradas na Tabela 10 e nos gráficos da Figura 26, mostram que as maiores discrepâncias são encontradas entre as coordenadas provenientes do processamento individual entre as estações de referência UFPE e EPS03. Os menores resultados são obtidos, quando comparados os resultados obtidos a partir das estações de referência RECF e EPS03 com resultante planimétrica mínima de 0,003 m e máxima de 0,007 m.

Analisando as discrepâncias e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM, os resultados mostram que existe uma proximidade entre os resultados obtidos nos *softwares* GrafNet e TGO (Tabela 7). Desta forma um controle de qualidade posicional foi garantido ao campo de pontos de referência, mostrando que os *softwares* utilizados são compatíveis.

Quanto ao processamento e ajustamento dos dados GPS adotando duas estações de referência de forma simultânea e individual, tratando-se de linhas de base curtas, os resultados obtidos entre as mesmas, mostram que as discrepâncias são mínimas. Desta forma, o uso de duas estações de referência não melhorou a qualidade das coordenadas do campo de pontos de referência.

5.2.1.2 Método de Posicionamento Relativo *Stop-and-go*

O levantamento de campo sucedeu-se no dia 20 de dezembro de 2007. A campanha GPS foi conduzida utilizando receptores geodésicos Rascal (item 5.1) contendo as portadoras L1/L2, programados com uma taxa de gravação no intervalo de tempo de 5s e máscara de elevação de 15° conforme recomenda o manual do fabricante.

A resolução das ambigüidades utilizando a primeira opção dos métodos de resolução das ambigüidades descrito no item 3.3.1, foi procedida ocupando as linhas de base UFPE - EC04 e EPS03 - EC04, em rastreo simultâneo por um período de observação de 18 minutos, aplicando o método de posicionamento relativo estático. Após esse período de observação, os receptores que ocupavam as estações de coordenadas conhecidas (UFPE e EPS03) permaneceram imóveis e o receptor posicionado sobre a estação (EC04) foi deslocado para os pontos a determinar (P1, P2, P3 e P4).

Decorrido um período de 25 minutos, todos os vértices foram reocupados buscando alteração na geometria dos satélites para melhor resolução das ambigüidades. Conforme recomenda Monico (2000) às duas coletas de dados nos pontos de interesse devem estar separadas por um período de tempo de 20 a 30 minutos (ver item 3.3.3).

O Quadro 3 mostra o período de coleta de dados aplicando o método *Stop-and-go*.

Quadro 3 - Período de ocupação das estações utilizando o método de posicionamento relativo de posicionamento *Stop-and-go*.

PONTO	PRIMEIRA OCUPAÇÃO	SEGUNDA OCUPAÇÃO
	PERÍODO DE OCUPAÇÃO	PERÍODO DE OCUPAÇÃO
EC04	00:18:03 h	00:06:40 h
P1	00:06:10 h	00:06:30 h
P2	00:06:35 h	00:07:00 h
P3	00:06:05 h	00:07:05 h
P4	00:05:30 h	00:07:15 h

De acordo com o Quadro 3 o tempo mínimo e máximo de ocupação em cada vértice foram, respectivamente, 00:05:30 h e 00:07:15 h.

a) Processamento

Os dados foram processados utilizando-se o *software* GrafNet (ver item 4.4.1), pois o mesmo possibilita processamento e ajustamento de rede radial, o qual inclui redes observadas com o método *Stop-and-go* objeto de análise desta pesquisa.

Foram adotadas as seguintes estratégias de processamento:

- Processamento com uma e duas ocupações adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo;
- Processamento com uma e duas ocupações adotando somente a estação de referência UFPE;
- Processamento com uma e duas ocupações adotando somente a estação de referência EPS03.

Cabe salientar que os resultados das coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com o método estático, processados e ajustados no *software* GrafNet serão confrontados com os resultados provenientes do método *Stop-and-go*. A seguir serão apresentados os resultados dos processamentos realizados.

- **Processamento com uma e duas ocupações adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo**

Esta estratégia de processamento foi empregada objetivando adotar duas estações de referência para o método *Stop-and-go*, como também fechar geometricamente os vetores linhas de base com o propósito de melhores resultados. O tipo de observável empregada no processamento desta estratégia de processamento foi somente L1 e L1/L2.

Os vetores formados pelas linhas de base UFPE e os vértices do campo de pontos de referência obtiveram melhores resultados utilizando a fase da portadora L1, enquanto que os vetores linhas de base formados entre a estação EPS03 e campo de pontos de

referência foram solucionados em L1/L2. A Figura 27 apresenta a distribuição geométrica dos vetores linhas de base do campo de pontos de referência e a Figura 28, ilustra a distribuição geométrica dos vetores linhas de base do campo de pontos de referência resultantes de duas ocupações.

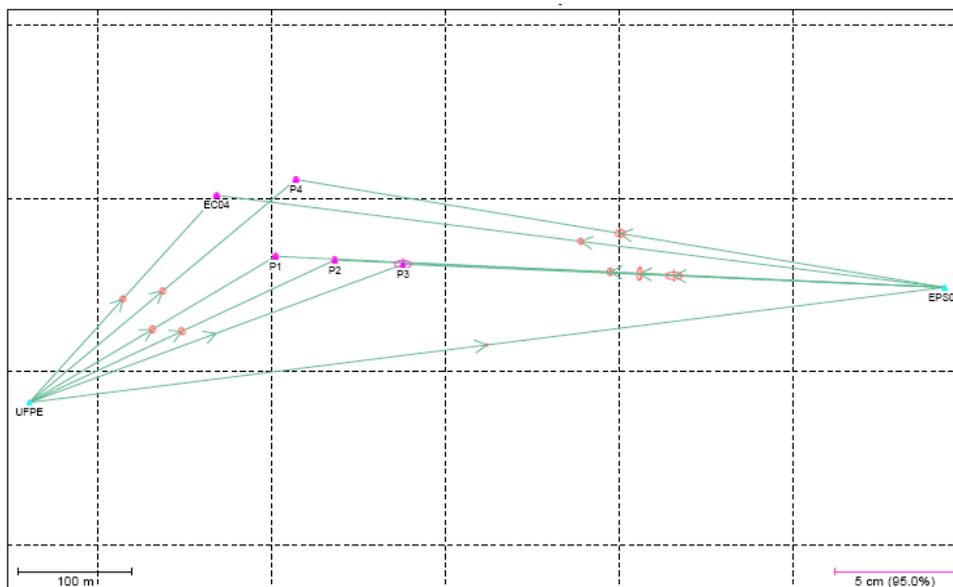


Figura 27 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE e EPS03 com uma ocupação e processamento simultâneo. Fonte: *Software GrafNet*.

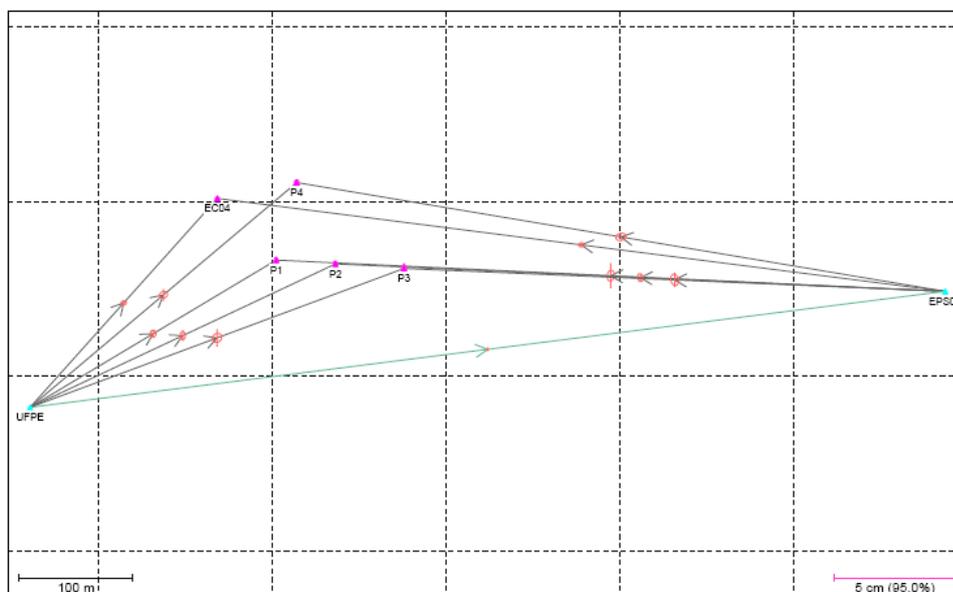


Figura 28 - Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE e EPS03 com duas ocupações e processamento simultâneo. Fonte: *Software GrafNet*.

A Tabela 11 mostra as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares UTM (E e N) em SIRGAS 2000 e desvios padrões resultantes do processamento simultâneo adotando as estações de referência UFPE e EPS03.

Tabela 11 - Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM - Estação de referência UFPE e EPS03 com uma e duas ocupações. Fonte: *Software GrafNet*.

UMA OCUPAÇÃO								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91703	0,003	-34 57 11,57327	0,003	284744,0136	9109509,5298	3,5104	0,0047
P1	-8 03 06,67818	0,003	-34 57 09,87990	0,003	284796,1301	9109455,6642	3,3914	0,0048
P2	-8 03 06,78526	0,003	-34 57 08,18137	0,003	284848,1621	9109452,6224	3,2233	0,0047
P3	-8 03 6,90529	0,004	-34 57 06,21812	0,008	284908,3028	9109449,2215	3,1470	0,0110
P4	-8 03 04,46252	0,003	-34 57 09,29192	0,003	284813,8116	9109523,8289	3,3730	0,0046
DUAS OCUPAÇÕES								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA, ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91695	0,002	-34 57 11,57370	0,002	284744,0006	9109509,5323	3,5009	0,0047
P1	--8 03 06,67778	0,003	-34 57 09,88126	0,002	284796,0886	9109455,6765	3,3836	0,0050
P2	-8 03 06,78536	0,002	-34 57 08,18109	0,002	284848,1706	9109452,6194	3,2288	0,0047
P3	-8 03 06,91304	0,003	-34 57 06,21292	0,004	284908,4631	9109448,9840	2,8877	0,0122
P4	-8 03 04,46242	0,003	-34 57 09,29206	0,002	284813,8072	9109523,8320	3,3546	0,0044

- **Processamento com uma e duas ocupações adotando a estação de referência UFPE**

Nesse processamento do método de posicionamento *Stop-and-go* aplicando esta estratégia de processamento, a solução “fixada” dos vetores linhas de base foi concebida utilizando a portadora L1 e máscara de elevação de 15°. A aplicação da portadora L2 não melhorou os resultados. Isto em virtude dos comprimentos das linhas de base serem pequenos.

A distribuição geométrica resultante do processamento dos vetores linhas de base observados com uma e duas ocupações são ilustradas nas Figuras 29 e 30.

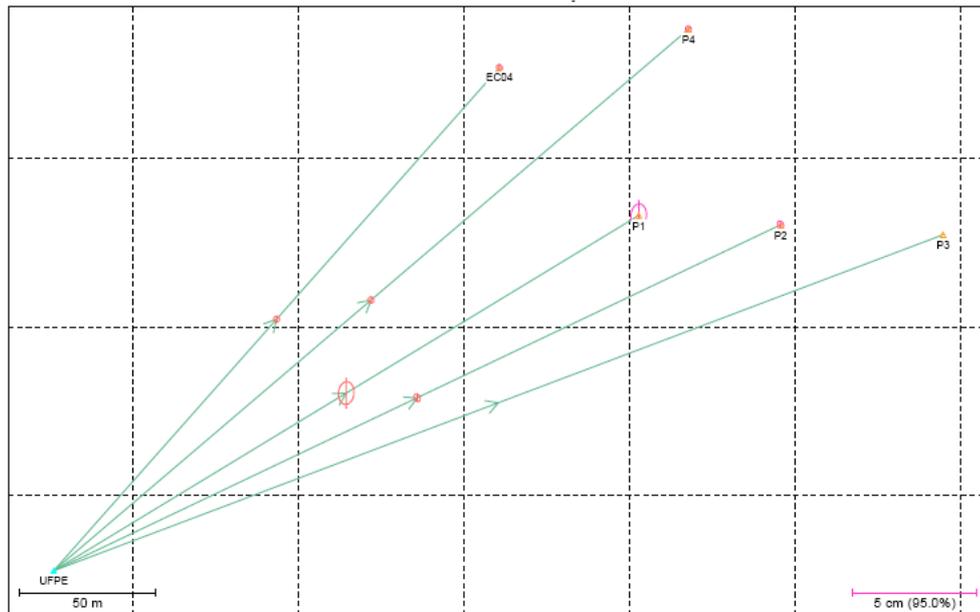


Figura 29 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE com uma ocupação no campo de pontos de referência. Fonte: *Software GrafNet*.

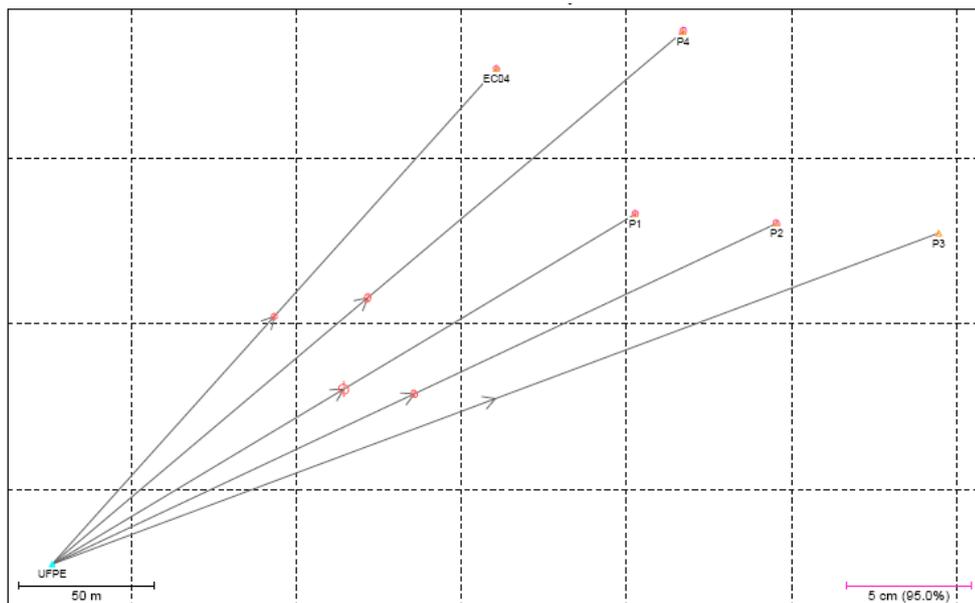


Figura 30 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE com duas ocupações no campo de pontos de referência. Fonte: *Software GrafNet*.

As coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares planas UTM (E e N) em SIRGAS 2000 e desvios padrões resultantes desse processamento e ajustamento são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 - Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e seus respectivos desvios padrões – Estação de referência UFPE com uma e duas ocupações. Fonte: *Software GrafNet*.

UMA OCUPAÇÃO								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91717	0,0026	-34 57 11,57340	0,0029	284744,0098	9109509,5255	3,5651	0,0064
P1	-8 03 06,67356	0,0112	-34 57 09,89254	0,0076	284795,7424	9109455,8042	3,3963	0,0290
P2	-8 03 06,78511	0,0038	-34 57 08,18111	0,0031	284848,1701	9109452,6273	3,2437	0,0054
P3	-8 03 06,90304	0,0155	-34 57 06,21816	0,0352	284908,3010	9109449,2905	3,5679	0,0468
P4	-8 03 04,46216	0,0032	-34 57 09,29190	0,0028	284813,8120	9109523,8400	3,4018	0,0054
DUAS OCUPAÇÕES								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91716	0,0026	-34 57 11,57340	0,0029	284744,0098	9109509,5258	3,5655	0,0064
P1	-8 03 06,67364	0,0026	-34 57 09,89254	0,0029	284795,7424	9109455,8020	3,3953	0,0067
P2	-8 03 06,78512	0,0036	-34 57 08,18111	0,0029	284848,1699	9109452,6267	3,2435	0,0051
P3	-8 03 06,90304	0,0155	-34 57 06,21816	0,0352	284908,3010	9109449,2905	3,5684	0,0468
P4	-8 03 04,47094	0,0042	-34 57 09,31350	0,0032	284813,1518	9109523,5670	2,7228	0,0074

- **Processamento com uma e duas ocupações adotando somente a estação de referência EPS03**

A resolução das ambigüidades na estratégia de processamento com uma e duas ocupações adotando a Estação de referência EPS03 tiveram solução aplicando as observáveis L1/L2.

A distribuição geométrica dos vetores linhas de base resultantes do processamento utilizando esta estratégia são representadas nas Figuras 31 e 32.

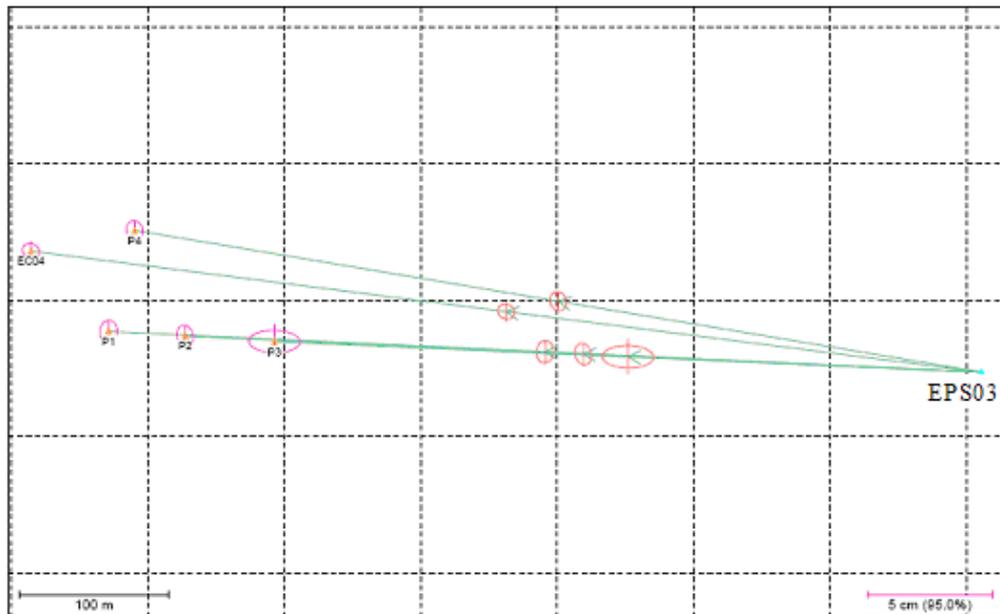


Figura 31 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03 com uma ocupação no campo de pontos de referência. Fonte: *Software GrafNet*.

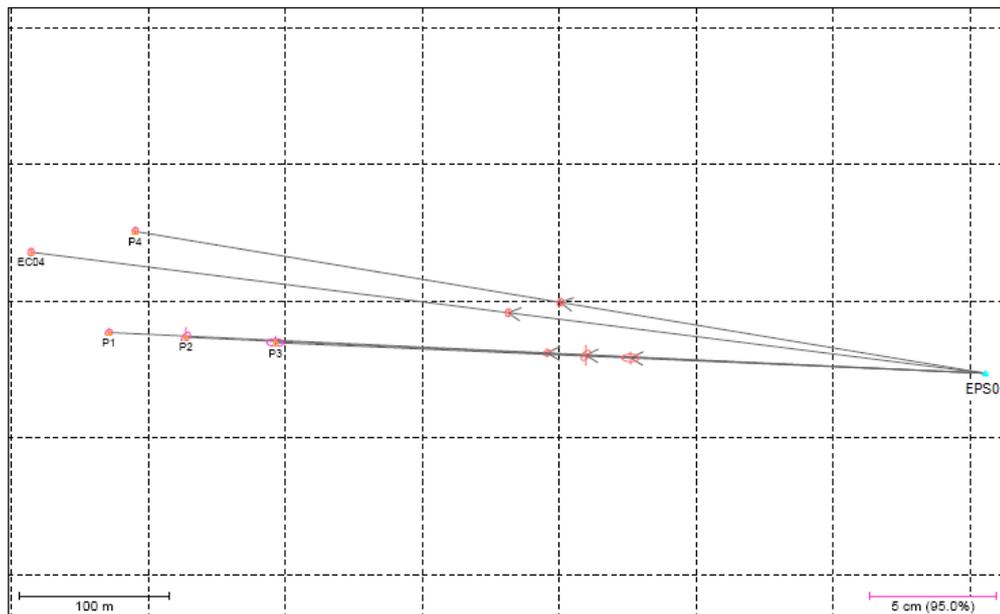


Figura 32 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência EPS03 com duas ocupações no campo de pontos de referência. Fonte: *Software GrafNet*.

A Tabela 13 mostra as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) e planas retangulares UTM (E e N) e seus respectivos desvios padrões, provenientes desse processamento e ajustamento com esta estratégia.

Tabela 13 - Coordenadas geodésicas e planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões – Estação de Referência EPS03 com uma e duas ocupações. Fonte: *Software GrafNet*.

UMA OCUPAÇÃO								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
EC04	-8 03 04,91702	0,0073	-34 57 11,57307	0,0083	284744,0197	9109509,5301	3,5963	0,0182
P1	-8 03 06,68299	0,0111	-34 57 09,86693	0,0083	284796,5283	9109455,5184	3,5282	0,0195
P2	-8 03 06,78524	0,0106	-34 57 08,18108	0,0081	284848,1709	9109452,6232	3,2742	0,0178
P3	-8 03 06,90558	0,0110	-34 57 06,21751	0,0249	284908,3215	9109449,2125	3,2634	0,0331
P4	-8 03 04,46209	0,0093	-34 57 09,29139	0,0081	284813,8278	9109523,8422	3,4242	0,01572
DUAS OCUPAÇÕES								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (ϕ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h	σ_h
							(m)	(m)
EC04	-8 03 04,91820	0,0038	-34 57 11,57287	0,0029	284744,0262	9109509,4941	3,6139	0,0067
P1	-8 03 06,68233	0,0028	-34 57 09,86650	0,0034	284796,5412	9109455,5388	3,5199	0,0078
P2	-8 03 06,78549	0,0049	-34 57 08,18098	0,0043	284848,1740	9109452,6154	3,2443	0,0185
P3	-8 03 06,90584	0,0037	-34 57 06,21752	0,0083	284908,3210	9109449,2048	3,2617	0,0111
P4	-8 03 04,46257	0,0039	-34 57 09,29136	0,0029	284813,8288	9109523,8272	3,4286	0,0069

b) Análise dos Resultados

- **Comparação dos resultados obtidos com o emprego do método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações com as estações de referência UFPE e EPS03 e o método estático com as estações de referência RECF e EPS03**

A partir das coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência advindas do método de posicionamento estático (Tabela 2) e o método de posicionamento *Stop-and-go* (Tabela 11) processadas e ajustadas no *software GrafNet*, considerando as estações de referência UFPE e EPS03 com uma e duas ocupações, foram calculadas as discrepâncias em Este (E) e em Norte (N) e suas resultantes planimétricas, para análise da viabilidade das estratégias adotadas no levantamento de campo utilizando o *método Stop-and-go*. As discrepâncias em E e N resultantes são mostrados na Tabela 14.

Tabela 14 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM : método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000.

PONTO	MÉTODO STOP-AND-GO COM UMA OCUPAÇÃO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03 E MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF E EPS03			MÉTODO STOP-AND-GO COM DUAS OCUPAÇÕES: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03 E MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF E EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,011	0,016	0,019	0,024	0,018	0,030
P1	0,149	0,175	0,230	0,438	0,188	0,477
P2	0,008	0,016	0,018	0,007	0,013	0,015
P3	0,012	0,077	0,078	0,171	0,161	0,235
P4	0,003	0,001	0,003	0,042	0,014	0,044

As discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) mostradas na Tabela 14 são mostradas graficamente na Figura 33.

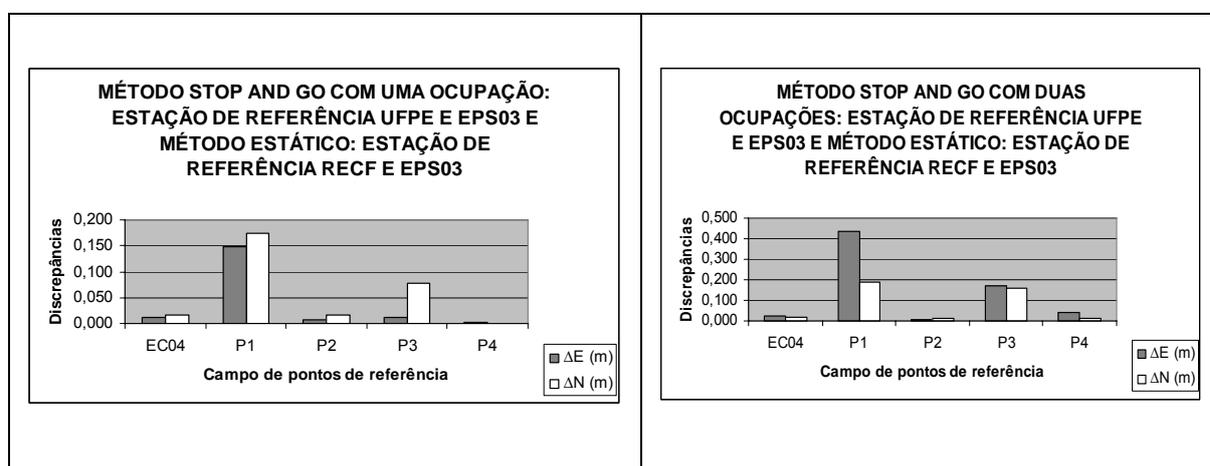


Figura 33 – Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N): método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático.

Analisando a Tabela 14 e os gráficos presentes na Figura 33, nota-se que as coordenadas planas retangulares UTM provenientes da aplicação do método *Stop-and-go* com uma ocupação quando comparadas com as coordenadas resultantes do método de posicionamento estático, apresenta maior discrepância para o ponto P1 com valores de 0,149m para Este e 0,175m para Norte, e resultante planimétrica de 0,23m. Quanto ao levantamento com o método *Stop-and-go* com duas ocupações, nota-se que as maiores discrepâncias são visíveis para os vértices P1 com valores de 0,438m para Este e 0,188 m para Norte com resultante planimétrica de 0,477m; para o ponto P3 os valores são de 0,171m para E e 0,161m para Norte e resultante planimétrica de 0,235m.

Os valores posicionais encontrados para os vértices P1 e P3 do campo de pontos de referência apresentam valores fora da tolerância posicional permissível na Legislação Brasileira, para levantamentos cadastrais urbanos que não podem ser superior 10 cm.

- **Comparação dos resultados obtidos com o emprego do método Stop-and-go com uma e duas ocupações com a estação de referência UFPE e o método estático com as estações de referência UFPE**

A exemplo da estratégia de processamento anterior resultados obtidos a partir das coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência provenientes do método de posicionamento estático considerando a estação de Referência UFPE (Tabela 4), resultantes dos processamentos e ajustamentos no *software* GrafNet; e o método de posicionamento *Stop-and-go software* GrafNet, considerando a estação de referência UFPE com uma e duas ocupações (Tabela 12), foram calculadas as discrepâncias em Este e em Norte e suas resultantes planimétricas. As discrepâncias em E e N do campo de pontos de referência e as resultantes planimétricas são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM: método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000 tendo a estação UFPE como referência. Fonte *Software GrafNet*.

PONTO	MÉTODO STOP-AND-GO COM UMA OCUPAÇÃO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE			MÉTODO STOP-AND-GO COM DUAS OCUPAÇÕES: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPEE MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF e EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,014	0,017	0,022	0,014	0,017	0,022
P1	0,774	0,319	0,837	0,774	0,316	0,836
P2	0,001	0,022	0,022	0,001	0,021	0,021
P3	0,023	0,132	0,134	0,023	0,132	0,134
P4	0,048	0,005	0,048	0,613	0,278	0,673

As discrepâncias em E e N apresentadas na Tabela 15 são mostradas graficamente na Figura 34.

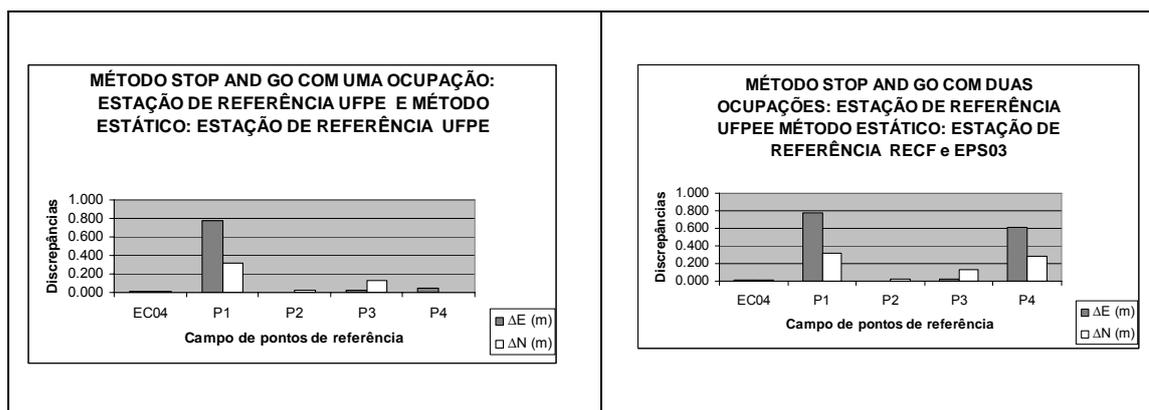


Figura 34 – Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000 tendo a estação UFPE como referência.

Analisando a Tabela 15 e a Figura 34, nota-se que as maiores discrepâncias encontradas adotando a estação de referência UFPE com uma ocupação foram para o ponto P1, assumindo valores em Este e Norte de 0,774m e 0,319m com resultante planimétrica de 0,837m. Quando consideradas duas ocupações, os pontos P1 e P4 apresentam as maiores discrepâncias. Para P1 os valores para Este e Norte são 0,774m e 0,316m com resultante planimétrica de 0,836m; para o vértice P4 as discrepâncias são de 0,613m para Este e 0,278m para Norte resultante planimétrica de 0,673m.

As discrepâncias e resultantes planimétricas calculadas nesta estratégia de processamento mostram-se com valores superiores aos encontrados adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo. Isto é explicado pelo fato da estratégia a) ter fechamento de figura geométrica e alguns vetores serem processados com a fase da portadora L1/L2.

O método *Stop-and-go* pode atender aos critérios de precisão exigido na legislação cadastral, desde que a área a ser levantada seja livre de obstruções.

- **Comparação dos resultados obtidos com o emprego do método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações com a estação de referência EPS03 e o método estático com as estações de referência EPS03**

Tendo em vista as Tabelas 6 e 14, as diferenças de coordenadas Este e Norte foram calculadas para o método de posicionamento relativo estático e *Stop-and-go* com uma e

duas ocupações, considerando a estação de referência EPS03, cujos resultados são mostrados na Tabela 16.

Tabela 16 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM e resultantes planimétricas: método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático em SIRGAS 2000, tendo a estação EPS03 como referência. Fonte: Software GrafNet.

PONTO	MÉTODO STOP-AND-GO COM UMA OCUPAÇÃO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA EPS03			MÉTODO STOP-AND-GO COM DUAS OCUPAÇÕES: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPEE MÉTODO ESTÁTICO: ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF e EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,009	0,016	0,018	0,003	0,020	0,020
P1	0,004	0,030	0,030	0,009	0,051	0,052
P2	0,004	0,018	0,018	0,007	0,010	0,012
P3	0,023	0,069	0,073	0,022	0,061	0,065
P4	0,057	0,003	0,057	0,058	0,018	0,061

Os gráficos apresentados na Figura 35 esboçados a partir das discrepâncias presentes na Tabela 16 mostram as discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N).

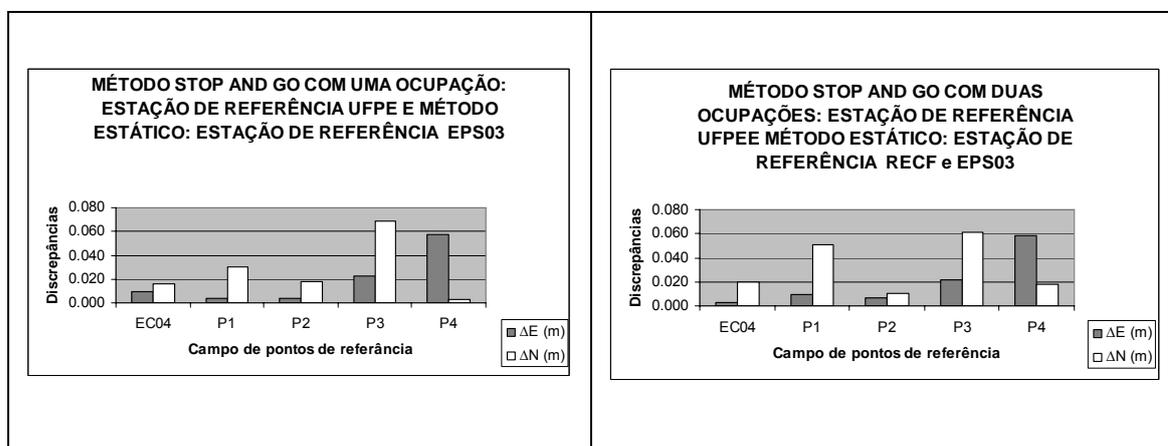


Figura 35 – Gráficos das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) método *Stop-and-go* com uma e duas ocupações e o método estático tendo a estação EPS03 como referência.

Analisando a Tabela 16 e a Figura 35, nota-se que as maiores discrepâncias encontradas entre o processamento e ajustamento dos dados GPS: método de posicionamento estático, e *Stop-and-go* com duas ocupações tendo como referência a

estação EPS03, é para o ponto P3, com valores de 0,023 m para E e 0,069 m para N com uma ocupação e 0,022 m para E e 0,061 m para N com duas ocupações.

Logo, todos os valores posicionais encontrados para o campo de pontos de referência com uma e duas ocupações, adotando a estação de referência EPS03 encontram-se dentro da tolerância posicional estabelecido pela Legislação Cadastral vigente no Brasil em conformidade com a tolerância posicional mostrada em 4.2.

- **Comparação dos resultados obtidos com o emprego do método Stop-and-go com uma e duas ocupações com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e apenas uma estação de referência**

As discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM (E e N) e suas resultantes planimétricas para o campo de pontos de referência obtidos adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo (Tabela 11) e as estações de referência individuais (Tabelas 12 e 13) são mostradas na tabela 17.

Tabela 17 - Discrepâncias de coordenadas e resultantes planimétricas obtidas comparando as coordenadas planas retangulares UTM do método *Stop-and-go* com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e apenas uma estação de referência. Fonte: *Software GrafNet*.

UMA OCUPAÇÃO						
PONTOS	ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03; E UFPE			ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03; E EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,004	0,004	0,006	0,006	0,008	0,010
P1	0,388	0,140	0,412	0,398	0,146	0,424
P2	0,008	0,005	0,009	0,009	0,001	0,009
P3	0,002	0,069	0,069	0,019	0,009	0,021
P4	0,000	0,011	0,011	0,016	0,013	0,021
DUAS OCUPAÇÕES						
PONTOS	ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03 ; E UFPE			ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE E EPS03; E EPS03		
	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,009	0,006	0,011	0,026	0,038	0,046
P1	0,346	0,125	0,368	0,453	0,138	0,473
P2	0,001	0,007	0,007	0,003	0,004	0,005
P3	0,162	0,307	0,347	0,142	0,221	0,263
P4	0,655	0,265	0,707	0,022	0,005	0,022

O comportamento das discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM (E e N) da Tabela 17 são mostradas nos gráficos da Figura 36.

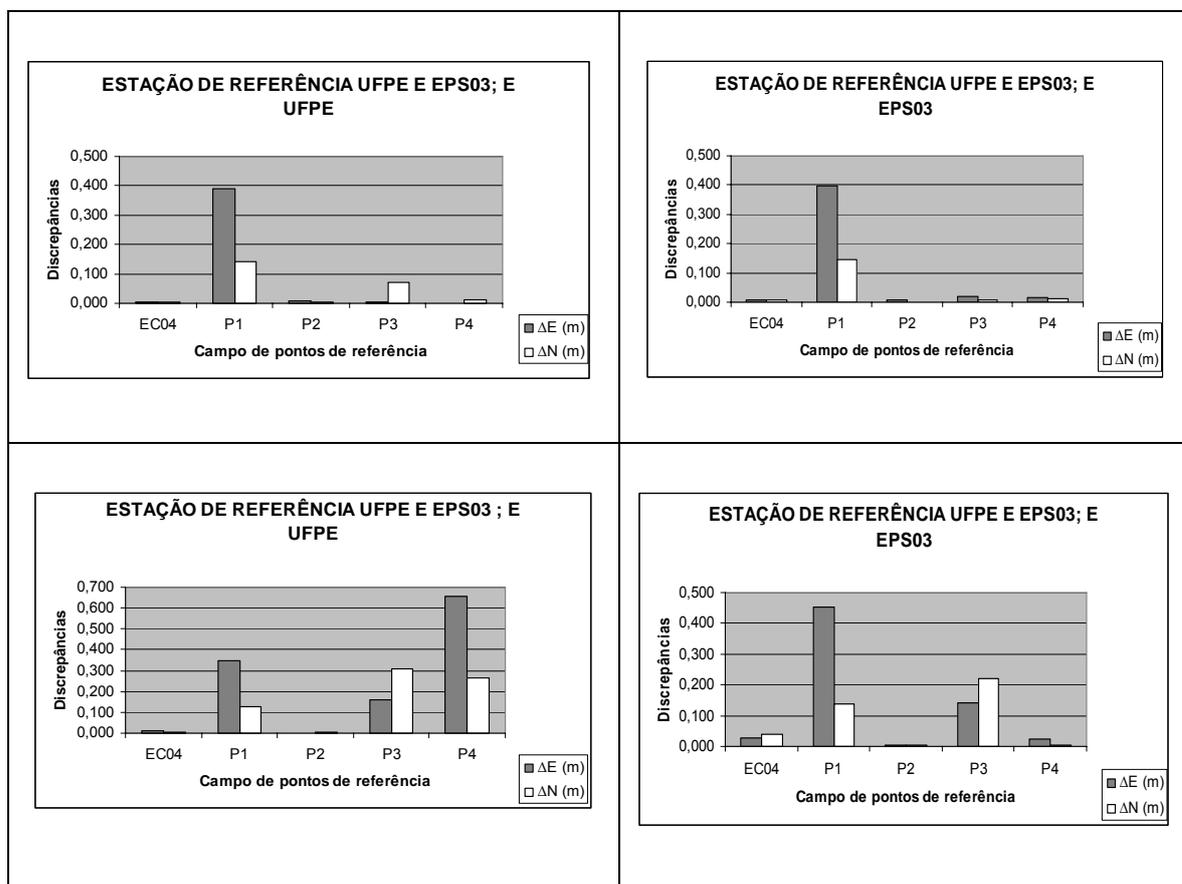


Figura 36 – Gráficos das discrepâncias de coordenadas obtidas comparando as coordenadas planas retangulares UTM do método *Stop-and-go* com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e apenas uma estação de referência.

Os resultados das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM e resultantes planimétricas apresentados na Tabela 17 e os gráficos da Figura 36, mostram as maiores discrepâncias com uma ocupação para o vértice P1, indicando valores de 0,388m para Este e 0,14 m para Norte e resultante planimétrica de 0,412 m quando comparados os resultados entre as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo; e UFPE. Ainda considerando os valores posicionais obtidos com uma ocupação, quando comparados os resultados obtidos com as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e EPS03, os valores maiores também são atribuídos ao ponto P1, com 0,398m para Este e para Norte com 0,146m e resultante planimétrica de 0,424m.

Ainda analisando a Tabela 17, às discrepâncias e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM com duas ocupações obtidos para os pontos P1, P3 e P4, resultantes da comparação dos resultados obtidos adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo e processamento individual da estação UFPE, aparecem com maiores valores. Sendo para o ponto P1 0,346m em E e 0,125m em N e resultante planimétrica de 0,368m; para o ponto P3 0,162 em E e 0,307 m em N e resultante planimétrica de 0,347m; para o ponto P4 0,655m em E e 0,265 em N com resultante planimétrica de 0,707m. Quando comparados às coordenadas planas retangulares UTM considerando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo; e EPS03 com processamento individual, as maiores discrepâncias e resultantes planimétricas são encontradas para pontos P1 com discrepâncias em E e N, e resultante planimétrica, respectivamente, de 0,453m, 0,138m e 0,473m; e para o ponto P3, apresentando valores de 0,142m para E, 0,221m para N e resultante planimétrica 0,263m.

Considerando as tolerâncias posicionais para a definição de limites de parcelas territoriais urbanas mostradas no item 4.2, os pontos P1 posicionados com uma ocupação e os pontos P1, P3 e P4 determinados com duas ocupações estão fora das tolerâncias posicionais especificadas para o cadastro urbano no Brasil.

Analisando no geral as estratégias de processamento adotadas para o método *Stop-and-go* nota-se, que as estratégias com uma ocupação apresentam discrepâncias menores que com duas ocupações, para todas as estratégias de processamento adotadas. Isso significa que as mesmas estão mais próximas dos valores das coordenadas planas retangulares UTM encontradas aplicando o método de posicionamento estático, e da tolerância posicional recomendada para o posicionamento de limites de parcelas territoriais urbanos no Brasil. Então, conclui-se que a reocupação no campo de pontos de referência não trouxe nenhum benefício, satisfazendo uma única ocupação.

Ainda pode-se observar que as coordenadas obtidas com as estratégias de processamento adotando a estação de referência EPS03 estão mais próximas das coordenadas obtidas com o método estático, que as demais estratégias. Isso se deve ao fato da utilização da portadora L2 no processamento dos vetores linhas de base.

Contudo, em um levantamento cadastral urbano, quando se tem abundância observacional, várias estratégias de processamento pode ser aplicada para que o melhor resultado venha a ser adotado, garantindo desta forma a homogeneidade do levantamento e o atendimento das condições do Princípio de Vizinhança, assuntos esses tratados no Capítulo 4.

5.2.2 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com Estação Total

O levantamento no Sistema Topográfico Local do campo de pontos de referência, aplicando o método de redes (triangulação), foi realizado em dias distintos: 30 de agosto de 2006, observando-se os vértices EC04, P1, P2 e P4; e 06 de setembro de 2006, quando foram observados os pontos P4, P2, P3, P5 e EC04. O alinhamento P5 EC04 foi realizado apenas para verificações experimentais lineares, uma vez que este é o maior seguimento desta estrutura. As medições foram conduzidas utilizando-se uma Estação Total Trimble 3305 DR (ver item 5.1), com precisão angular de 5" e precisão linear 5 mm + 5ppm e um conjunto de dois prismas refletores posicionados sobre os tripés. A representação do campo de pontos de referência posicionados por métodos terrestres de medição são mostrados na Figura 37.

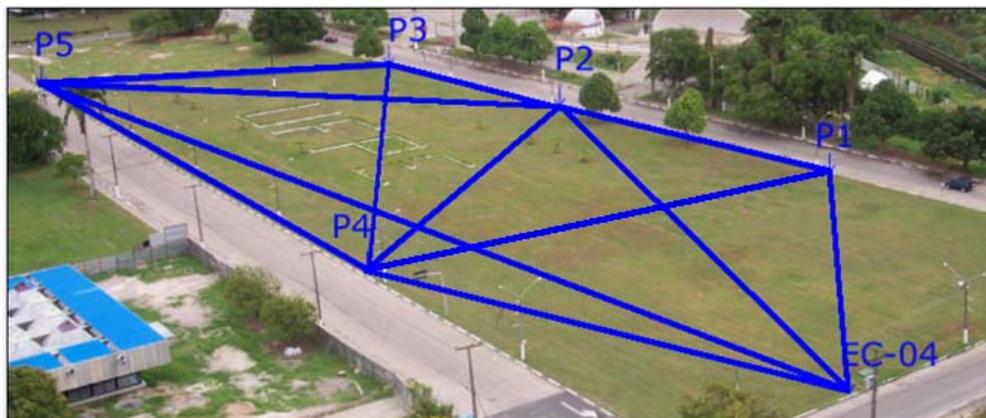


Figura 37 – Representação do campo de pontos de referência e dos irradiamentos realizados nos vértices do campo de pontos de referência.

As observações de ângulos horizontais e verticais, e distâncias inclinadas foram realizadas em seis séries com visadas conjugadas direta e inversa com dispositivo de centragem forçada em atendimento às especificações da NBR 13.133/1994 e NBR 14.166/98.

As distâncias horizontais foram calculadas em uma planilha elaborada no *software* Excel, aplicando-se a elas uma correção de -0,035 a qual corresponde ao valor da constante aditiva programada na Estação Total, pré-determinada na base multipilar do Laboratório de Metrologia e Posicionamento Espacial (LAMEP) da Área de Topografia da UFPE.

O levantamento cadastral no STL e no sistema UTM teve seus dados processados e ajustados aplicando os métodos terrestre da interseção a vante e interseção a ré (item 3.4.1), poligonização (item 3.4.3), redes (item 3.4.4).

As coordenadas aproximadas do campo de pontos de referência, no STL no Sistema UTM, foram calculadas em uma planilha elaborada no *software* Excel. Durante os cálculos das coordenadas aproximadas, tanto no Sistema STL quanto no Sistema UTM, para todos os métodos aplicados, as coordenadas obtidas para o vértice P5 divergia. Para a identificação do erro que causou essa divergência, foi realizada uma análise triangular com o objetivo de calcular o erro de fechamento angular para cada triângulo.

A tolerância angular calculada para o levantamento foi de 11". Dessa forma, o erros de fechamento angulares encontrados para os triângulos $P5 P3 P2$ e $P5 P2 P4$ ultrapassaram a tolerância angular determinada. Assim, o ponto P5 foi eliminado do campo de pontos de referência devido a presença de erro grosseiro em suas observações, passando o campo de pontos de referência a ser representado conforme a Figura 38.

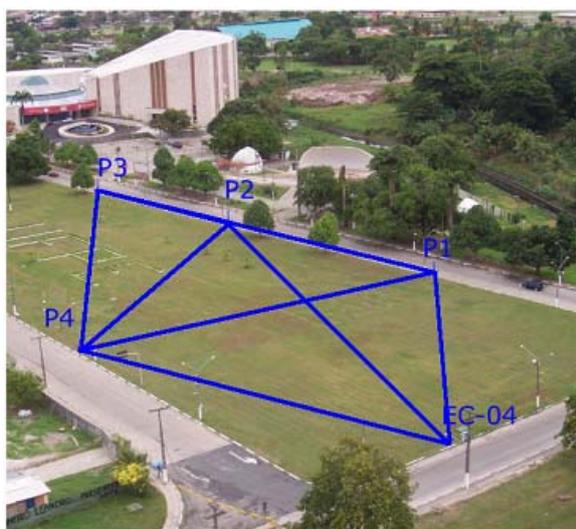


Figura 38 – Representação do campo de pontos de referência e dos irradiamentos realizados em cada vértice adotado no trabalho.

O modelo matemático para o ajustamento utilizado nesta pesquisa é o Modelo Paramétrico utilizando o princípio do MMQ, descrito no item 4.2, onde as distâncias e ângulos são colocados em função dos parâmetros a determinar, neste caso coordenadas X e Y dos pontos não ajustadas.

Para todos os métodos de levantamento cadastral empregados na definição das coordenadas planas retangulares UTM ajustadas do campo de pontos de referência foi utilizado o *software* ADJUST (ver item 4.3.2).

5.2.2.1 Método de Rede (Triangulação)

A aplicação do método de rede abrange os vértices EC04, P1, P2 e P4 (Figura 39) do campo de pontos de referência.

a) processamento

O modelo de ajustamento para o campo de pontos de referência composto pelos vértices EC04, P1, P2 e P4 (Figura 39) por MMQ, consiste em usar um número de ângulos internos observados, por exemplo, $\hat{P}_4EC_04P_1$, $\hat{EC}_04\hat{P}_1P_2$, $\hat{P}_1\hat{P}_2P_4$ e $\hat{P}_2\hat{P}_4EC_04$, coordenadas conhecidas dos pontos EC04 e P1 como referência; e as coordenadas aproximadas dos pontos de interesse P2 e P4.

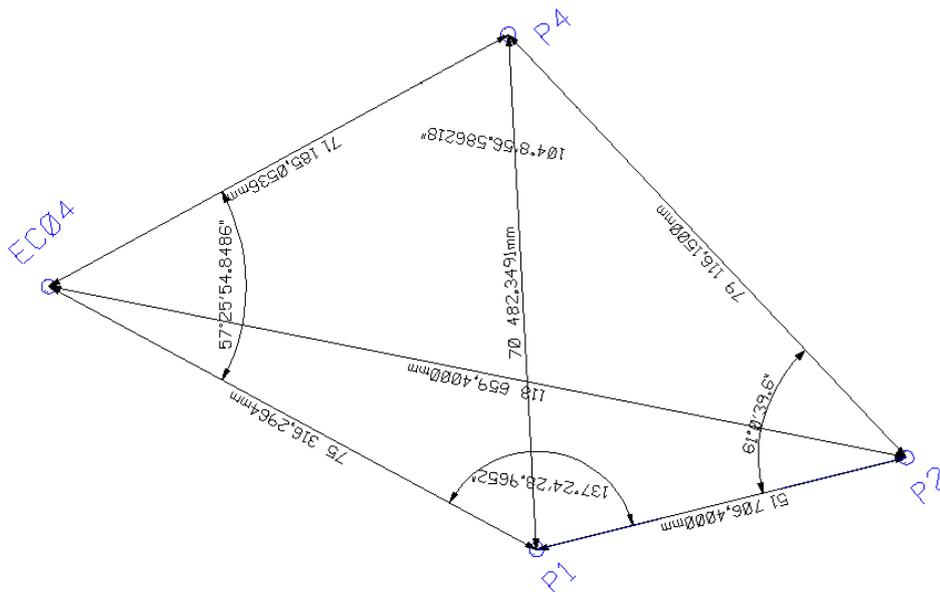


Figura 39 – Configuração geométrica do método de rede.

Mesmo tratando-se de pequenas distâncias e sendo o campo de pontos de referência definido por GPS e Estação Total, as distâncias observadas por Estação Total foram reduzidas ao elipsóide, para correção da curvatura terrestre.

As coordenadas planas retangulares UTM dos pontos P4 e P2 do campo de pontos de referência e as coordenadas locais dos vértices EC04, P1, P2 e P4 (Figura 39) determinadas aplicando o método de rede adotando como referência as coordenadas obtidas por GPS dos vértices EC04 e P1 são mostradas na Tabela 18.

Tabela 18 - Coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e coordenadas locais do campo de pontos de referência – método de rede. Fonte: *Software* ADJUST.

PONTOS	COORDENADAS UTM				PRECISÃO PLANIMÉTRICA (m)
	E (m)	σ_E (m)	N (m)	σ_N (m)	(m)
P2	284848,17	0,0018	9109452,6	0,001	0,003
P4	284813,77	0,001	9109523,8	0,0014	0,002
COORDENADAS LOCAIS					
PONTOS	X (m)		Y (m)		
EC04	0.000		0.000		
P1	75.315		0.000		
P2	38.3186		59.9940		
P4	113.3853		34.9975		

Dispondo-se de todas as coordenadas ajustadas do campo de pontos de referência no Sistema Topográfico Local (X, Y) e no sistema UTM (E, N) obtidas por GPS, uma transformação de similaridade é proposta (ver item 2.3.5.2) para apresentação de coordenadas no mesmo Sistema Geodésico de Referência, ou seja, coordenadas E e N em SIRGAS 2000, objetivando verificar a linearidade entre os Sistemas de medição do GPS e Estação Total. Outro intuito dessa aplicação é comparar as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência determinados pelo método terrestre de medição de redes e por GPS.

A transformação de similaridade é possível quando se dispõe de no mínimo dois pontos de controle em ambos os sistemas conforme descrito em (2.3.5.2). Para este trabalho foram considerados três pontos de controles passando esta a ser denominada de transformação de similaridade de Helmert, por permitir um ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados. Esta transformação foi conduzida aplicando o *software* ADJUST. As coordenadas UTM após a transformação de similaridade nos pontos de referência ajustados

por rede são mostradas, na Tabela 19. O relatório de transformação de coordenadas por similaridade encontra-se no Anexo 3 – Área Teste 1: Campo de pontos de referência determinado com Estação Total.

Tabela 19 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: *Software ADJUST*.

PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P1 E P4				
a = 0,69708		Tx = 284744,025		Rotação = 314°10'55.2"
b = -0,71727		Ty = 9109509,512		Escala = 1,00019
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P2	284848,165	0,004	9109452,580	0,004
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P2 E P4				
a = 0,69706		Tx = 284744,030		Rotação = 314°11'21.2"
b = -0,71708		Ty = 9109509,511		Escala = 1,00005
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P1	284796,530	0,006	9109455,505	0,006
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P1 E P2				
a = 0,69715		Tx = 284744,022		Rotação = 314°11'29.2"
b = -0,71711		Ty = 9109509,510		Escala = 1,00013
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P4	284,813,758	0,009	9109523,856	0,009
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS P2, P1 E P4				
a = 0,69711		Tx = 284744,030		Rotação = 314°11'36.1"
b = -0,71702		Ty = 9109509,499		Escala = 1,00003
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
EC04	284744,030	0,014	9109509,499	0,014

b) Análise dos Resultados

Analisando a Tabela 18, notar-se que as precisões planimétricas dos vértices P2 com valor de 0,003 m e P4 com valor de 0,002 m do campo de pontos de referência, podem

ser consideradas ideais para o georreferenciamento de pontos de limites, uma vez que a precisão encontrada para o campo de pontos de referência é inferior a 3 mm e a Legislação Cadastral exige que os pontos de limites (georreferenciados a partir do campo de pontos de referência) tenham uma precisão posicional inferior a 10 cm.

As coordenadas planas retangulares UTM dos vértices P2 e P4 (Tabela 18) foram comparadas com as coordenadas planas retangulares UTM obtidas com GPS (Tabela 2, resultante da estratégia processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo realizado no *software* GrafNet). As discrepâncias em E e N e suas resultantes planimétricas provindas dessa comparação são mostradas na Tabela 20.

Tabela 20 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS aplicando o método de redes.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P2	0,006	0,029	0,030
P4	0,007	0,003	0,008

A partir das discrepâncias apresentadas na Tabela 20, foi construído o gráfico (Figura 40) para melhor visualização dessas discrepâncias.

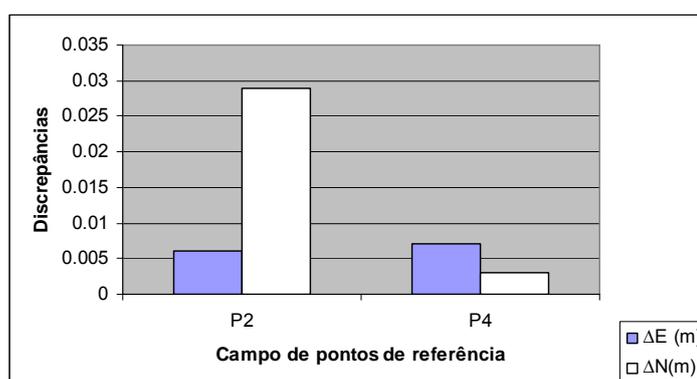


Figura 40 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS.

Analisando as discrepâncias apresentadas na Tabela 20 e no gráfico da Figura 40, o maior valor é apresentado em N do vértice P2 com valor de 0,029 m e a maior resultante planimétrica foi obtida para o vértice P2 com valor de 0,030 m.

Nas transformações de similaridade de Helmert apresentadas na Tabela 19, os fatores de escalas resultantes são próximo de 1, porém a omissão dos valores de q repercutirá nos valores das coordenadas do ponto. Do mesmo modo como apresentado nas Tabelas 25 e 30, ressalva-se aqui a importância da verificação das escalas lineares dos instrumentos de medição.

As coordenadas planas retangulares UTM dos vértices P2 e P4 obtidas diretamente no sistema UTM (Tabela 18) e por transformação de Similaridade (Tabela 19) foram comparadas, essas discrepâncias são mostradas na Tabela 21; e as coordenadas planas retangulares UTM dos vértices EC04, P1, P2 e P4 obtidas com GPS (Tabela 2) e por transformação de Similaridade também foram comparadas, e os resultados são mostrados na Tabela 22. As coordenadas do ponto EC04 e P1 não foram comparadas, uma vez que, estas não foram determinadas por GPS.

Tabela 21 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P2	0,005	0,003	0,006
P4	0,014	0,007	0,016

Tabela 22 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,005	0,015	0,016
P1	0,003	0,016	0,017
P2	0,001	0,026	0,026
P4	0,007	0,010	0,013

As discrepâncias apresentadas na Tabela 21 e 22 são mostradas graficamente, respectivamente nas Figuras 41 e 42.

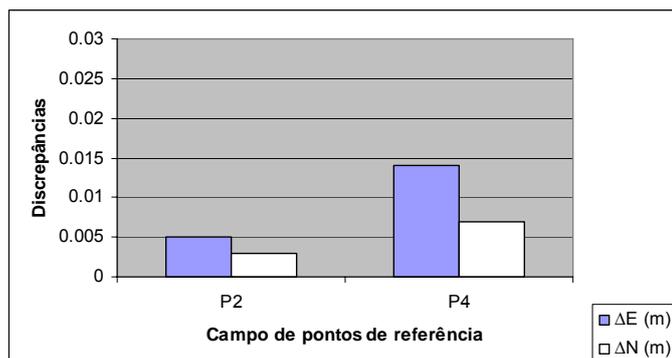


Figura 41 - Representação gráfica das discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.

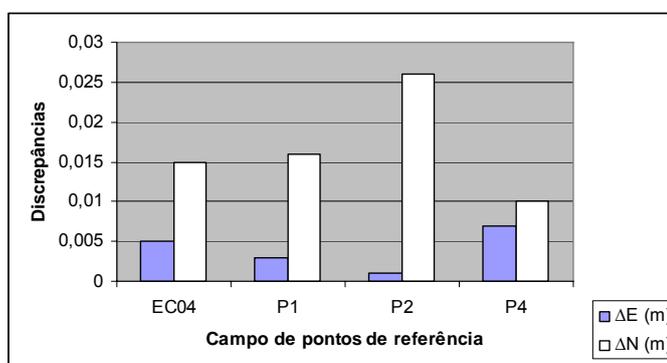


Figura 42 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.

Analisando às discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência apresentadas na Tabela 21 e o gráfico da Figura 41, obtidas no sistema UTM e por transformação de similaridade, o maior valor de discrepância foi encontrado para o E do ponto P4 com valor de 0,014 m e resultante planimétrica de 0,016 m.

Quanto a Tabela 22, e o gráfico apresentado na Figura 42, as maiores discrepâncias foram encontradas para as coordenadas N do ponto P2 com valor de 0,026 m e resultante planimétrica de 0,026 m, quando comparadas as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.

5.2.2.2 Poligonação

a) Processamento

As observações angulares e lineares realizadas no campo de pontos de referência da Área Teste 1, permitiu a determinação de seus valores posicionais através da aplicação do método da poligonação (Figura 43). O tipo de poligonal adotada foi a fechada (ver item 3.4.3), considerando dois pontos de referência (EC04 e P4), para a determinação das coordenadas planas retangulares UTM dos vértices P1, P2, P3.

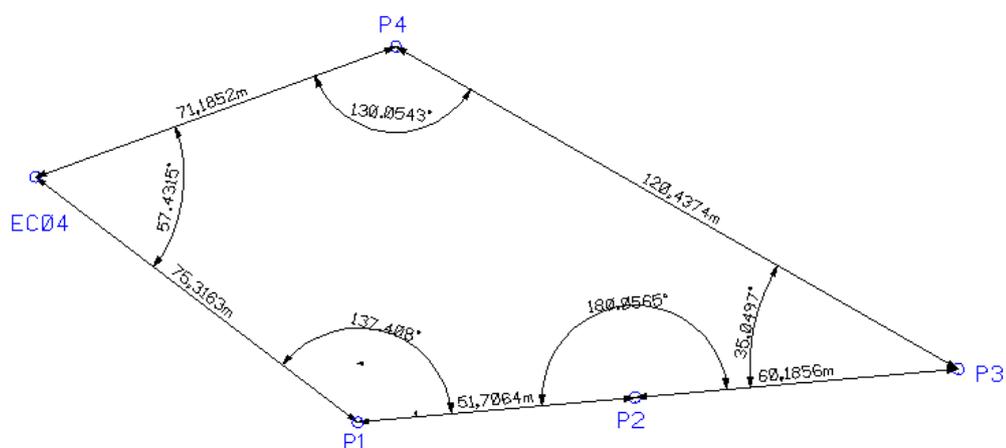


Figura 43 – Configuração geométrica do método da poligonal fechada.

Os valores das coordenadas planas retangulares UTM ajustadas por MMQ dos vértices do campo de pontos de referência foi realizado no *software* topoGRAPH.

A Tabela 23 mostra as precisões relativas e os erros de fechamento angulares e lineares calculados para a poligonal fechada.

Tabela 23 – Precisões relativas e erros angulares e lineares da poligonal. Fonte: *Software* TopoGRAPH.

POLIGONAL FECHADA	
ERROS	
ANGULAR	0°00'07,20"
LINEAR	0,0088 m
RELATIVO	1:42997

As coordenadas planas retangulares UTM (pontos P1, P2 e P3) e locais dos pontos (EC04, P1, P2, P3 e P4)) da poligonal fechada são mostradas na Tabela 24.

Tabela 24 – Coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e coordenadas locais aplicando o método da poligonação.

PONTOS	COORDENADAS UTM	
	E (m)	N (m)
P1	284796,513	9109455,504
P2	284848,137	9109452,591
P3	284908,249	9109449,167
COORDENADAS LOCAIS		
PONTOS	X (m)	Y (m)
EC04	0.000	0.000
P1	75.315	0.000
P2	113.381	34.992
P3	157.730	75.716
P4	38.320	59.990

Os relatórios de processamento da poligonal nos sistemas UTM e local, obtidos no *software* TopoGRAPH, e as cadernetas de campo são mostrados no Anexo 3 – Área Teste 1: Campo de pontos de referência determinado com Estação Total.

As coordenadas locais determinadas por poligonação foram transformadas em UTM aplicando a transformação de similaridade de Helmert (Tabela 25).

Tabela 25 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: *Software* ADJUST.

PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P1 e P4				
a =	0,69710	Tx =	284744,024	Rotação = 314°10'57,4"
b =	-0,71728	Ty =	9109509,513	Escala = 1,00022
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P2	284848,161	0,003	9109452,580	0,003
P3	284908,288	0,004	9109449,158	0,004
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P2 E P4				
a =	0,69713	Tx =	284744,030	Rotação = 314°11'29,0"
b =	-0,71709	Ty =	9109509,511	Escala = 1,00010
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P1	284796,534	0,006	9109455,504	0,006
P3	284908,282	0,011	9109449,189	0,011

b) Análise dos Resultados

As coordenadas planas retangulares UTM dos vértices P1, P2 e P3 (Tabela 24) foram comparadas com as coordenadas planas retangulares UTM obtidas com GPS (Tabela 2). As discrepâncias em E e N e as resultantes planimétricas provindas dessa comparação são mostradas na Tabela 26.

Tabela 26 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS aplicando o método da poligonização.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P1	0,014	0,015	0,021
P2	0,027	0,015	0,031
P3	0,043	0,022	0,048

As discrepâncias mostradas na Tabela 26 são apresentadas graficamente na Figura 44.

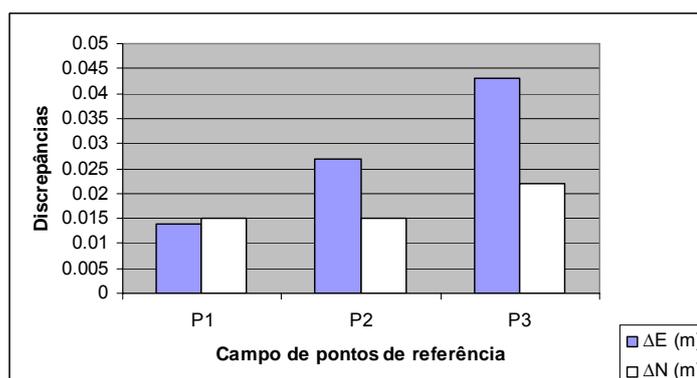


Figura 44 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e com GPS.

Analisando as discrepâncias apresentadas na Tabela 26 e no gráfico da Figura 44, o maior valor é apresentado em E do vértice P3 com valor de 0,043 m e a maior resultante planimétrica foi obtida para o vértice P3 com valor de 0,048 m.

As coordenadas planas retangulares UTM dos vértices P1, P2 e P3 obtidas diretamente no sistema UTM (Tabela 24) e provindas da transformação de similaridade de Helmert (Tabela 25) foram comparadas, essas discrepâncias são mostradas na Tabela 27 ; e as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 dos vértices P1, P2 e P3

obtidas com GPS (Tabela 2) e por transformação de Similaridade (Tabela 25) também foram comparadas e essas discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM são mostradas na Tabela 28.

Tabela 27 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P1	0,021	0,000	0,021
P2	0,024	0,011	0,026
P3	0,039	0,009	0,040

Tabela 28 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P1	0,007	0,015	0,017
P2	0,003	0,026	0,026
P3	0,004	0,013	0,014

As discrepâncias apresentadas na Tabela 27 e 28 são mostradas graficamente nas Figuras 45 e 46.

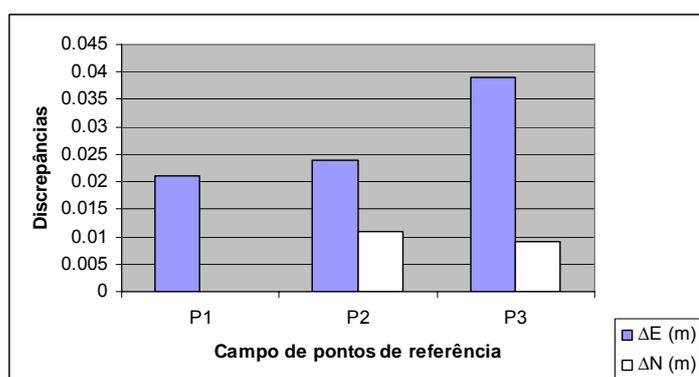


Figura 45 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.

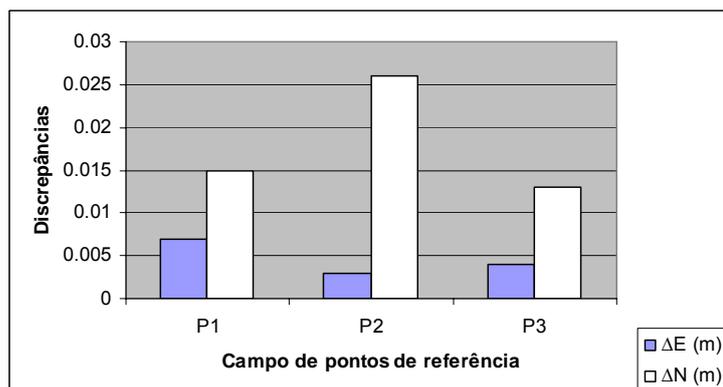


Figura 46 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade.

Analisando as discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação mostrados na Tabela 27 e graficamente na Figura 45, nota-se que as maiores discrepâncias foram encontradas para E do ponto P3 com valor de 0,039 m, esse ponto também apresenta a maior resultante planimétrica com valor de 0,040 m.

Quanto as discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidas com GPS e por transformação de similaridade aplicando o método da poligonação mostradas na Tabela 28 e no gráfico da Figura 46, a maior discrepância foi encontrada em N do ponto P2 com valor de 0,026 m. Esse vértice também apresenta o maior valor de resultante planimétrica (0,026m). Os resultados provenientes da aplicação do método da poligonação na determinação posicional do campo de pontos de referência da Área Teste 1, atende aos padrões de precisão exigidos para levantamentos cadastrais urbanos no Brasil.

5.2.2.3 Método da Interseção a Vante

Observando a Figura 39, observa-se que a mesma também possibilita ajustamento por interseção a vante, por se tratar de uma figura básica de triangulação de ótima configuração geométrica, onde são conhecidos os ângulos internos, distâncias horizontais e todas as coordenadas planas retangulares UTM e topográficas locais ajustadas dos pontos de referência. As condições geométricas para aplicação deste método foi descrita em 3.4.1.

a) Processamento

Tratando-se do ajustamento por interseção a vante os pontos de referência EC04, P1, P2 e P4 foram ajustados no *software* EXCEL aplicando o método de ajustamento paramétrico. Para o modelo adotado nesse trabalho, foram considerados sempre dois pontos de controle (referência), dois ângulos internos, duas distâncias e as coordenadas aproximadas do ponto a ser ajustado. Assim, por exemplo, para determinar as coordenadas do ponto EC04 foram considerados os pontos P1 e P4 (Tabela 2) como referência, as coordenadas aproximadas do ponto EC04 (Figura 47) e os ângulos internos $EC04P4P1$ e $EC04P1P4$ e as distâncias P4 - EC04 e P1 - EC04. No Anexo 3 – Área Teste 1: Campo de pontos de referência determinado com Estação Total, é mostrado um exemplo do ajustamento criado para o método da interseção a vante elaborado na planilha do EXCEL.

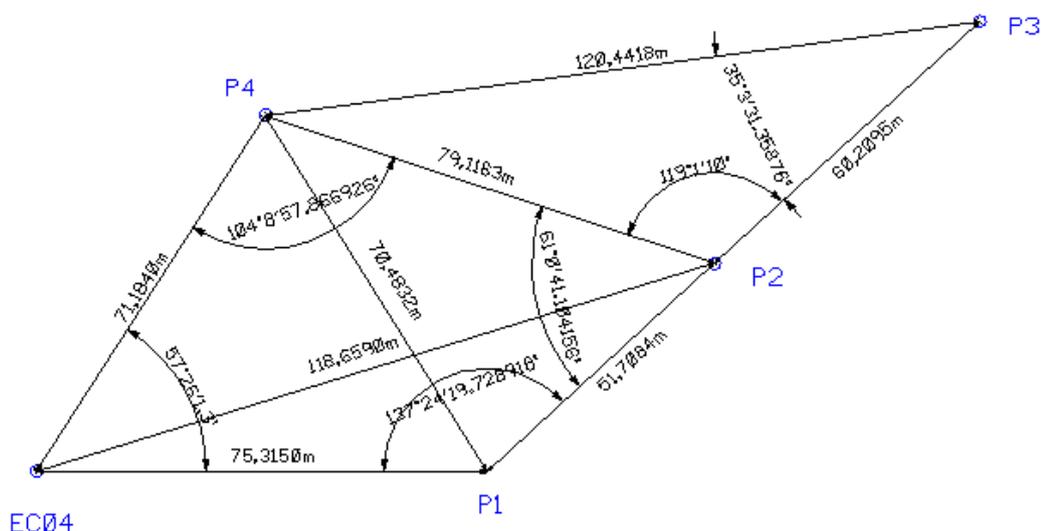


Figura 47 – Configuração geométrica do campo dos pontos de referência por interseção a vante.

As coordenadas planas retangulares UTM ajustadas e as coordenadas locais provindas da aplicação do método da interseção a vante são mostradas na Tabela 29.

Tabela 29 – Coordenadas planas retangulares UTM e locais aplicando o método da interseção a vante.

PONTOS	COORDENADAS UTM				PRECISÃO PLANIMÉTRICA (m)
	E (m)	σ_E (m)	N (m)	σ_N (m)	
EC04	284744,036	0,002	9109509,511	0,002	0,003
P1	284796,516	0,003	9109455,499	0,003	0,004
P2	284848,125	0,007	9109452,582	0,005	0,009
P3	284908,277	0,003	9109449,183	0,002	0,004
P4	284813,749	0,002	9109523,844	0,002	0,003
COORDENADAS LOCAIS					
PONTOS	X (m)		Y (m)		
EC04	0.000		0.000		
P1	75.315		0.000		
P2	113.3616		35.0108		
P3	157.9372		75.9205		
P4	38.2811		60.0160		

As coordenadas locais ajustadas provindas da aplicação do método da interseção a vante foram transformadas para o Sistema UTM, aplicando a transformação de similaridade de Helmert. As coordenadas planas retangulares UTM e os parâmetros de transformação são mostrados na Tabela 30.

Tabela 30 - Coordenadas planas retangulares UTM obtidas por transformação de similaridade de Helmert. Fonte: *Software ADJUST*.

PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P2 E P4				
a = 0,69695		Tx = 284744,036		Rotação = 314°10'39,6"
b = -0,71725		Ty = 9109509,501		Escala = 1,00009
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P1	284796,527	0,018	9109455,481	0,018
P3	284908,564	0,034	9109449,133	0,034
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS EC04, P1 E P3				
A = 0,69567		Tx = 284744,062		Rotação = 314°09'27,9"
b = -0,71708		Ty = 9109509,480		Escala = 0,99861
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
P2	284848,007	0,045	9109452,621	0,045
P4	284813,690	0,050	9109523,806	0,050
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS P1, P4 e P3				
a = 0,69519		Tx = 284744,149		Rotação = 314°08'37,3"
b = -0,71628		Ty = 9109509,491		Escala = 0,99817
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
EC04	284744,149	0,070	9109509,491	0,070
P2	284848,035	0,039	9109452,631	0,039
PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO A PARTIR DOS PONTOS P2, P1 E P4				
a = 0,69680		Tx = 284744,060		Rotação = 314°10'59,6"
b = -0,71696		Ty = 9109509,482		Escala = 0,99978
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT				
PONTO	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
EC04	284744,060	0,020	9109509,482	0,020
P3	284908,543	0,022	9109449,149	0,022

b) Análise dos Resultados

Considerando a Tabela 29, todos os vértices apresentam precisão planimétrica inferior a 1 cm. Esses valores indicam que o campo de pontos de referência, mostra-se com qualidade posicional excelente para o georreferenciamento de pontos de limites de parcelas

territoriais urbanas, em conformidade com os padrões de precisão tolerável para realização de levantamentos cadastrais urbanos no Brasil.

Analisando os fatores de escalas apresentados na Tabela 30, nota-se que os mesmos são próximos de 1.

As coordenadas planas retangulares UTM (Tabela 29) foram comparados com as coordenadas planas retangulares UTM determinadas por GPS (Tabela 2). As discrepâncias entre as coordenadas Este, Norte e resultantes planimétricas são mostrados na Tabela 31.

Tabela 31 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por GPS aplicando o método da interseção a vante.

PONTO	$\Delta E(m)$	$\Delta N(m)$	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,011	0,003	0,011
P1	0,011	0,010	0,011
P2	0,039	0,024	0,040
P3	0,015	0,038	0,016
P4	0,016	0,002	0,016

A Figura 48 ilustra graficamente as discrepâncias apresentadas na Tabela 31.

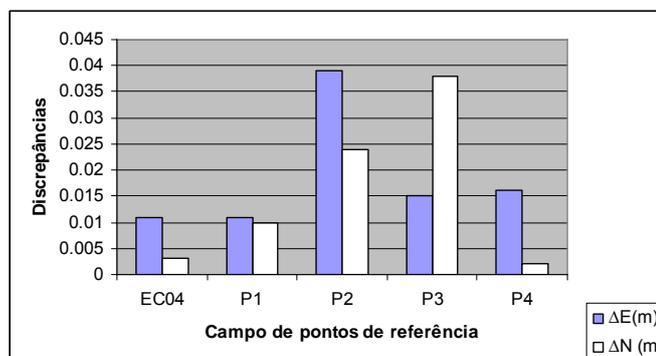


Figura 48 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por GPS.

As coordenadas planas retangulares UTM (Tabela 30) obtidas por transformação de similaridade (método da interseção a vante) foram comparados com as coordenadas planas retangulares UTM determinadas por GPS (Tabela 2). As discrepâncias entre as

coordenadas Este e Norte, desvios padrões e resultantes planimétricas são mostrados na Tabela 32.

Tabela 32 – Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência medidos com GPS e por transformação de similaridade - método da interseção a vante.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,035	0,032	0,047
P1	0,000	0,008	0,008
P2	0,129	0,025	0,131
P3	0,251	0,004	0,252
P4	0,075	0,040	0,085

A Figura 49 ilustra graficamente as discrepâncias de coordenadas apresentadas na Tabela 32.

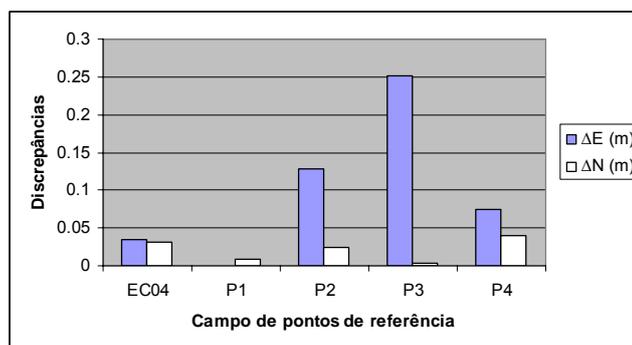


Figura 49 – Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência medidos com GPS e por transformação de similaridade.

Analisando as discrepâncias das coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência mostrados na Tabela 36 e no gráfico da Figura 49, os maiores valores são encontrados para E do ponto P3 com valor de 0,251 m e resultante planimétrica de 0,252 m.

As coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM (Tabela 29) e por transformação de similaridade (Tabela 30) aplicando o método da interseção a vante também foram comparadas, e esses resultados são mostrados na Tabela 33.

Tabela 33 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade aplicando o método da interseção a vante.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
EC04	0,024	0,029	0,038
P1	0,011	0,018	0,021
P2	0,090	0,049	0,102
P3	0,266	0,034	0,268
P4	0,059	0,038	0,070

A Figura 50 mostra graficamente as discrepâncias apresentadas na Tabela 37.

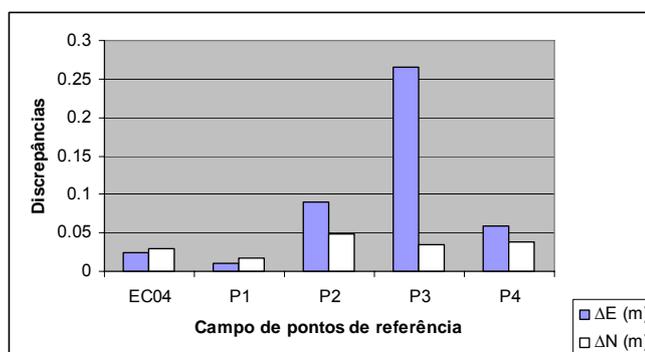


Figura 50 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência obtidos no sistema UTM e por transformação de similaridade.

Conforme mostra a Tabela 33 e a Figura 50, a maior discrepância e resultante planimétrica foi encontrada para E do vértice P3 com valor de 0,266 m . Quanto à resultante planimétrica o maior valor foi obtido para o ponto P3 com valor de 0,268.

5.2.2.4 Método da Interseção a Ré

a) Processamento

Tratando-se do ajustamento das coordenadas por interseção a ré, apenas o ponto P4 oferece condições de ajustamento, devido ao fato do modelo adotado requerer visadas do ponto a ser ajustado a no mínimo quatro pontos de coordenadas conhecidas, sendo esse ponto o único a apresentar essas características (Figura 47). Assim, por exemplo, para ajustar as coordenadas do ponto P4, foram considerados as coordenadas conhecidas de

P1, P2, P3 e EC04 (Tabela 2), os ângulos internos $\hat{P3P4P2}$, $\hat{P2P4P1}$, $\hat{P1P4EC04}$ e as coordenadas aproximadas de P4.

As coordenadas planas retangulares UTM resultantes da aplicação deste método são mostradas na Tabela 34.

Tabela 34 - Coordenadas provindas do método da interseção à ré.

PONTO	E(m)	σ_x (m)	N (m)	σ_y (m)	PRECISÃO PLANIMÉTRICA (m)
P4	284813,7792	0,018	9109523,8485	0,022	0,028

b) Análise dos Resultados

A precisão planimétrica do ponto P4 (Tabela 38) mostra-se em conformidade com a tolerância posicional permissível para levantamentos cadastrais urbanos.

As coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 do ponto P4 determinadas aplicando o método da interseção à ré foram comparadas com as coordenadas determinadas com GPS. Essas discrepâncias são mostradas na Tabela 35.

Tabela 35 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM entre as coordenadas do vértice P4 determinadas aplicando o método da Interseção à vante e GPS.

PONTO	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
P4	0,014	0,003	0,015

As condições geométricas utilizando o método da interseção à ré possibilitou apenas a determinação das coordenadas do ponto P4. Por esse motivo a transformação de similaridade com ajustamento por MMQ não pôde ser conduzida.

Analisando todos os métodos terrestres de medição aplicados, nota-se que o método de redes apresentam coordenadas planas retangulares UTM mais próximas das coordenadas obtidas com o método de posicionamento estático.

5.2.3 Levantamento do Campo de Pontos-objeto com Estação Total

Para a demonstração da realização de integração de dados coletados com GPS e dados provindos de Estação Total foi realizado o levantamento dos vértices externos das

letras que compõem a Sigla UFPE, localizada praticamente centralizada na quadra cadastral que compõe a Área Teste 1. A Figura 51 mostra a discretização do campo de pontos-objeto composto por 40 pontos.



Figura 51 – Representação do campo de pontos-objeto

O levantamento topográfico foi realizado com três Estações Totais Trimble 3305 DR (ver item 5.1). Os 40 pontos-objeto (vértices externos) da sigla UFPE representados na Figura 55, foram irradiados triplamente e simultaneamente (Figura 52) a partir do levantamento topográfico executado durante as aulas práticas da Disciplina de Topografia 1 (2007.2), no qual foram executadas duas séries de leituras com visadas conjugadas direta e inversa. O levantamento foi realizado nos dias 13, 22 e 29 de novembro de 2007.

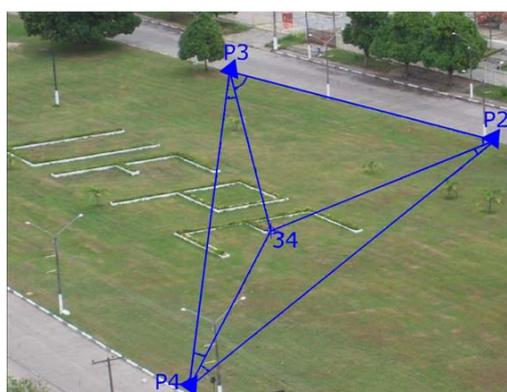


Figura 52 – Geometria do método da interseção a vante do campo de pontos-objeto.

Foram considerados como pontos de referência os vértices P4, P3 e P2. Uma Estação Total foi instalada sobre o ponto P3 com visada inicial para P2, enquanto outra Estação foi estacionada em P2 com visada inicial para P4. Outra Estação Total foi posicionada em P4 com visadas para P3, sempre observando ângulos horizontais à direita e distâncias horizontais que posteriormente foram corrigidas aplicando a constante aditiva do

prisma. A centralização dos pontos-objeto foi realizada empregando um bastão com nível de bolha.

5.2.3.1 Método da Interseção a Vante

As coordenadas aproximadas aplicando o método da interseção a vante foram calculadas tanto no Sistema UTM quanto no STL. Convém salientar que para cálculos de coordenadas no sistema UTM reduções angulares e lineares são necessárias. Como se trata de pequenas linhas de base onde a curvatura terrestre produz discrepâncias praticamente desprezíveis, não foram feitas reduções angulares, realizando somente correções lineares entre os sistemas de referência envolvidos, uma vez que, se tratando de linhas de base longa, essas reduções, devem ser executadas para que a compatibilização entre sistemas de referência seja correta.

a) Processamento

O cálculo das coordenadas aproximadas no Sistema UTM e STL, foi executado em um aplicativo desenvolvido no *Microsoft Office Excel 2003*. O cálculo das coordenadas aproximadas por interseção envolveu ângulos internos, distâncias das linhas de base e coordenadas dos pontos de referência P4, P3 e P2. A Figura 52 ilustra o modelo da configuração geométrica formada pelos pontos de referência e o pontos-objeto.

Duas coordenadas aproximadas foram calculadas para cada ponto, primeiramente, foram obtidas as coordenadas aproximadas utilizando os dados do triângulo $P134P4$ e, posteriormente, usando o triângulo $P334P4$. Dessa forma, foi adotado a média das coordenadas aproximadas dos pontos de limites para os cálculos de ajustamento.

Para os pontos 30, 31, 32, 39 e 40 foram detectados erros grosseiros, sendo sendo esses excluídos do processo de ajustamento.

O ajustamento das coordenadas dos pontos-objeto no Sistema UTM, foi conduzido utilizando o *software* ADJUST. Para isso, foram utilizadas as coordenadas conhecidas dos pontos de referência P4, P2 e P3 (Tabela 2) da estratégia de processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo (*Software* GrafNet), as coordenadas aproximadas para cada ponto de limite e os ângulos internos dos triângulos formados entre os pontos de referência e pontos-objeto.

As coordenadas planas retangulares UTM e seus respectivos desvios nas direções E e N, as precisões planimétricas (calculadas através da raiz dos quadrados dos desvios) e os valores das elipses de erro do campo de pontos-objeto são mostrados na Tabela 36.

Tabela 36 – Coordenadas ajustadas do campo de pontos-objeto, desvios padrões em E e N, precisão planimétrica e valores das elipses de erro. Fonte: *Software ADJUST*.

PONTOS	COORDENADAS PLANAS UTM					ELIPSE DE ERRO		
	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y	PRECISÃO PLANIMÉTRICA	σ_u	σ_v	t
1	284889,542	0,0149	9109477,542	0,014	0,020	0,0152	0,0152	115.74°
2	284888,757	0,0135	9109477,69	0,0125	0,018	0,0137	0,0124	108.11°
3	284891,275	0,0155	9109491,601	0,0181	0,024	0,0184	0,015	20.15°
4	284882,94	0,0161	9109492,856	0,0186	0,025	0,0193	0,0153	25.86°
5	284880,42	0,0145	9109478,889	0,0127	0,019	0,0152	0,0118	61.53°
6	284879,596	0,0149	9109479,000	0,0132	0,020	0,0158	0,0121	59.30°
7	284882,268	0,016	9109493,794	0,0186	0,025	0,0193	0,0151	24.92°
8	284892,217	0,015	9109492,265	0,0178	0,023	0,0182	0,0146	19.58°
9	284874,603	0,0142	9109479,776	0,0138	0,020	0,0163	0,0112	47.43°
10	284864,755	0,0117	9109481,24	0,0163	0,020	0,0176	0,0096	26.73°
11	284864,886	0,0119	9109482,038	0,0167	0,021	0,0179	0,01	25.73°
12	284874,164	0,0143	9109480,503	0,0143	0,020	0,0167	0,0114	45.02°
13	284874,995	0,016	9109486,856	0,0181	0,024	0,0195	0,0142	32.70°
14	284870,826	0,0204	9109487,582	0,0257	0,033	0,0271	0,0184	26.31°
15	284871,092	0,0138	9109488,295	0,0174	0,022	0,0183	0,0126	25.50°
16	284875,361	0,018	9109487,542	0,0206	0,027	0,0221	0,0162	31.76°
17	284876,517	0,019	9109494,629	0,0234	0,030	0,0241	0,018	21.85°
18	284877,307	0,0174	9109494,594	0,0212	0,027	0,0219	0,0165	22.43°
19	284859,907	0,0114	9109481,867	0,0201	0,023	0,0208	0,0101	16.58°
20	284849,946	0,0144	9109483,33	0,0389	0,041	0,039	0,0141	176.02°
21	284859,23	0,0115	9109482,802	0,0212	0,024	0,0217	0,0106	14.08°
22	284850,943	0,0127	9109484,049	0,0328	0,035	0,0328	0,0126	177.27°
23	284860,336	0,0104	9109488,959	0,0181	0,021	0,0181	0,0102	8.24°
24	284852,054	0,014	9109490,144	0,0295	0,033	0,0296	0,0137	173.53°
25	284851,312	0,0137	9109491,127	0,0137	0,019	0,0286	0,0132	171.42°
26	284860,465	0,0106	9109489,760	0,0182	0,021	0,0183	0,0104	7.45°
27	284861,769	0,0161	9109496,774	0,0248	0,030	0,0248	0,0161	0.92°
28	284862,543	0,0173	9109496,655	0,0265	0,032	0,0265	0,0173	2.28°
29	284845,014	0,0225	9109484,05	0,0604	0,064	0,0618	0,0183	167.17°
33	284845,46	0,0194	9109491,103	0,0412	0,046	0,0428	0,0157	163.49°
34	284841,498	0,0312	9109491,687	0,0635	0,071	0,0677	0,0206	158.73°
35	284841,67	0,0251	9109492,506	0,05	0,056	0,0534	0,0168	158.33°
36	284845,607	0,0194	9109491,908	0,0402	0,045	0,0418	0,0158	163.00°
37	284846,714	0,014	9109498,107	0,0231	0,027	0,0245	0,0113	157.76°
38	284837,646	0,0395	9109499,396	0,0612	0,073	0,0698	0,0209	149.69°

As coordenadas do campo de pontos de referência também foram calculadas no STL, com objetivo de confrontar as coordenadas do campo de pontos-objeto calculadas diretamente no Sistema UTM e as coordenadas resultantes da transformação de similaridade.

O cálculo das coordenadas aproximadas no STL aplicando o método da interseção a vante foi procedido da mesma forma descrita para o cálculo das coordenadas aproximadas no sistema UTM, a única diferença é quanto à entrada de coordenadas que nesse caso foram utilizadas as coordenadas cartesianas (X e Y) no STL.

O Ajustamento das coordenadas no STL do campo de pontos-objeto (coordenadas mostradas no relatório da transformação de similaridade de Helmert no Anexo 4 – Área Teste 1: Determinação do campo de pontos-objeto) foi realizado utilizando o *software* ADJUST com as mesmas considerações do ajuste realizado nas coordenadas planas retangulares UTM.

Em levantamentos com Estação Total, pontos determinados com GPS são utilizados como referência, para georreferenciar os pontos de interesse ao SGR. Tratando-se desta pesquisa, a integração das coordenadas do campo de pontos-objeto medidos com Estação Total no STL, e as coordenadas medidas por GPS no Sistema UTM, foi realizada por transformação de Similaridade, utilizando parâmetros que relacionam esses sistemas.

Para a transformação de similaridade foram utilizadas coordenadas (Tabela 2) de três pontos de referência (P4, P3 e P2) obtidos pelo método de posicionamento estático aplicando a estratégia de processamento e ajustamento adotando as estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo (*Software* GrafNet) e *Stop-and-go* estratégia de processamento com uma e duas ocupações adotando as estações de referência UFPE e EPS03 com processamento simultâneo, cujas coordenadas (Tabela 11) também são conhecidas no STL, permitindo assim, ajustamento por MMQ.

Os resultados da transformação de similaridade aplicada às coordenadas do STL, advindas do processamento e ajustamento por interseção a vante encontram-se na Tabela 37 utilizando as coordenadas de referência obtidas aplicando o método de posicionamento estático (estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo), e na Tabela 38 utilizando as coordenadas do método *Stop-and-go* (estações de referência RECF e EPS03 com processamento simultâneo).

Os relatórios provenientes da transformação de coordenadas por similaridade são mostrados no Anexo 4 – Área Teste 1: Determinação do campo de pontos-objeto.

Tabela 37 – Parâmetros de transformação e coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 com seus respectivos desvios padrões - coordenadas do método de posicionamento relativo estático.

PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO									
a = 0,69526 ± 0,00102			Tx = 744,179 ± 0,132			Rotação = 314°08'46,1"			
b = -0,71630 ± 0,00102			Ty = 509,512 ± 0,132			Escala = 0,99823			
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE DE HELMERT									
PONTOS	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y	PONTOS	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
1	284889,564	0,063	9109477,598	0,063	21	284859,163	0,054	9109482,854	0,054
2	284888,776	0,063	9109477,747	0,063	22	284850,87	0,055	9109484,104	0,055
3	284891,293	0,066	9109491,648	0,066	23	284860,272	0,055	9109489,001	0,055
4	284882,931	0,062	9109492,904	0,062	24	284851,984	0,056	9109490,183	0,056
5	284880,406	0,059	9109478,95	0,059	25	284851,243	0,056	9109491,164	0,056
6	284879,58	0,058	9109479,062	0,058	26	284851,984	0,056	9109490,183	0,056
7	284882,256	0,062	9109493,840	0,062	27	284861,709	0,058	9109496,794	0,058
8	284892,238	0,067	9109492,311	0,067	28	284862,485	0,058	9109496,677	0,058
9	284874,57	0,057	9109479,837	0,057	29	284844,936	0,056	9109484,117	0,056
10	284864,696	0,054	9109481,295	0,054	30	-	-	-	-
11	284864,827	0,055	9109482,092	0,055	31	-	-	-	-
12	284874,129	0,057	9109480,563	0,057	32	-	-	-	-
13	284874,961	0,058	9109486,912	0,058	33	284845,389	0,057	9109491,148	0,057
14	284870,781	0,057	9109487,634	0,057	34	284841,423	0,058	9109491,742	0,058
15	284871,047	0,057	9109488,346	0,057	35	284841,597	0,058	9109492,556	0,058
16	284875,328	0,058	9109487,597	0,058	36	284845,536	0,057	9109491,95	0,057
17	284876,487	0,061	9109494,67	0,061	37	284846,651	0,059	9109498,121	0,059
18	284877,278	0,061	9109494,636	0,061	38	284837,582	0,062	9109499,426	0,062
19	284859,841	0,054	9109481,921	0,054	39	-	-	-	-
20	284849,871	0,055	9109483,387	0,055	40	-	-	-	-

Tabela 38 – Parâmetros de transformação e coordenadas UTM com seus respectivos desvios padrões - coordenadas do método *Stop-and-go*.

PARÂMETROS DE TRANSFORMAÇÃO									
a = 0,69508			Tx = 744,251			Rotação = 314°09'49,5"			
b = -0,71567			Ty = 509,483			Escala = 0,99766			
COORDENADAS PLANAS UTM PROVINDAS DA TRANSFORMAÇÃO DE SIMILARIDADE									
PONTOS	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y	PONTOS	ESTE(m)	σ_x	NORTE(m)	σ_y
1	284889,562	0,052	9109477,632	0,052	21	284859,177	0,045	9109482,876	0,045
2	284888,775	0,052	9109477,781	0,052	22	284850,889	0,045	9109484,122	0,045
3	284891,287	0,055	9109491,675	0,055	23	284860,284	0,046	9109489,019	0,046
4	284882,928	0,052	9109492,927	0,052	24	284852,000	0,046	9109490,198	0,046
5	284880,410	0,049	9109478,981	0,049	25	284851,259	0,047	9109491,178	0,047
6	284879,584	0,049	9109479,092	0,049	26	284852,000	0,046	9109490,198	0,046
7	284882,254	0,052	9109493,862	0,052	27	284861,718	0,048	9109496,808	0,048
8	284892,231	0,056	9109492,337	0,056	28	284862,493	0,048	9109496,691	0,048
9	284874,576	0,047	9109479,865	0,047	29	284844,958	0,046	9109484,134	0,046
10	284864,708	0,045	9109481,319	0,045	30	-	-	-	-
11	284864,839	0,045	9109482,116	0,045	31	-	-	-	-
12	284874,136	0,047	9109480,591	0,047	32	-	-	-	-
13	284874,965	0,048	9109486,936	0,048	33	284845,409	0,047	9109491,161	0,047
14	284870,787	0,047	9109487,657	0,047	34	284841,445	0,048	9109491,753	0,048
15	284871,053	0,047	9109488,368	0,047	35	284841,619	0,048	9109492,567	0,048
16	284875,332	0,048	9109487,621	0,048	36	284845,556	0,048	9109491,962	0,048
17	284876,488	0,050	9109494,690	0,050	37	284846,669	0,049	9109498,130	0,049
18	284877,279	0,050	9109494,656	0,050	38	284837,604	0,052	9109499,432	0,052
19	284859,855	0,045	9109481,943	0,045	39	-	-	-	-
20	284849,891	0,045	9109483,405	0,045	40	-	-	-	-

b) Análise dos Resultados

A precisão planimétrica calculada para todos os pontos de limites presentes na Tabela 36, mostra que os valores mínimo e máximo encontrados são 0,018m e 0,073m. Desta forma, todas as precisões atendem a tolerância posicional que circunda a cerca de 10 cm (ver item 4.2), exigida para levantamento de limites de parcelas territoriais urbanas no Brasil.

As coordenadas dos vértices externo da sigla UFPE obtidas no sistema UTM (Tabela 36) foram comparadas com as coordenadas advindas da integração GPS/ Estação Total (Tabela 37), permitindo assim, obter as discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM e suas resultantes planimétricas, cujos resultados são mostrados na Tabela 39.

Tabela 39 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e integração GPS/ Estação Total - Método da interseção a vante.

PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA	PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
1	0,022	0,056	0,060	21	0,067	0,052	0,085
2	0,019	0,057	0,060	22	0,073	0,055	0,091
3	0,018	0,047	0,050	23	0,064	0,042	0,077
4	0,009	0,048	0,049	24	0,07	0,039	0,080
5	0,014	0,061	0,063	25	0,069	0,037	0,078
6	0,016	0,062	0,064	26	0,07	0,039	0,080
7	0,012	0,046	0,048	27	0,06	0,02	0,063
8	0,021	0,046	0,051	28	0,058	0,022	0,062
9	0,033	0,061	0,069	29	0,078	0,067	0,103
10	0,059	0,055	0,081	30	-	-	
11	0,059	0,054	0,080	31	-	-	
12	0,035	0,06	0,069	32	-	-	
13	0,034	0,056	0,066	33	0,071	0,045	0,084
14	0,045	0,052	0,069	34	0,075	0,055	0,093
15	0,045	0,051	0,068	35	0,073	0,050	0,088
16	0,033	0,055	0,064	36	0,071	0,042	0,082
17	0,03	0,041	0,051	37	0,063	0,014	0,065
18	0,029	0,042	0,051	38	0,064	0,030	0,071
19	0,066	0,054	0,085	39	-	-	
20	0,075	0,057	0,094	40	-	-	

A Figura 53 representa de forma gráfica as discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM mostrados na Tabela 39.

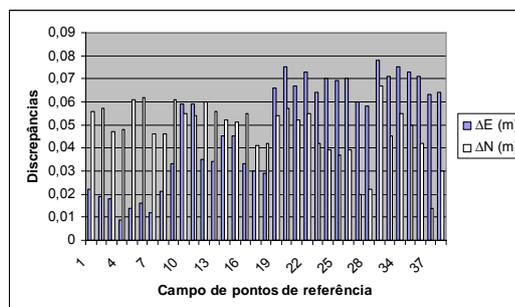


Figura 53 - Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e integração GPS/ Estação Total - Método da interseção a vante.

Analisando a Tabela 39 e a Figura 53, nota-se que o maior valor encontrado para a resultante planimétrica foi de 0,103m para o ponto 29, enquanto que o menor valor é 0,048m para o ponto 7. Com exceção do ponto 29 todos os demais pontos possuem valores inferiores a 10 cm, considerado tolerável na determinação de pontos de limites de parcelas territoriais urbanas no Brasil.

A partir das coordenadas planas retangulares UTM, presentes nas Tabelas 37 e 38, foram calculadas as discrepâncias de coordenadas em Este e Norte e suas resultantes planimétricas. Esses resultados são mostrados na Tabela 40.

Tabela 40 – Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas do campo de pontos-objeto provenientes da transformação de coordenadas por similaridade de Helmert.

PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA	PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
1	0,002	0,034	0,034	21	0,014	0,022	0,026
2	0,001	0,034	0,034	22	0,019	0,018	0,026
3	0,006	0,027	0,028	23	0,012	0,018	0,022
4	0,003	0,023	0,023	24	0,016	0,015	0,022
5	0,004	0,031	0,031	25	0,016	0,014	0,021
6	0,004	0,03	0,03	26	0,016	0,015	0,022
7	0,002	0,022	0,022	27	0,009	0,014	0,017
8	0,007	0,026	0,027	28	0,008	0,014	0,016
9	0,006	0,028	0,029	29	0,022	0,017	0,028
10	0,012	0,024	0,027	30	-	-	-
11	0,012	0,024	0,027	31	-	-	-
12	0,007	0,028	0,029	32	-	-	-
13	0,004	0,024	0,024	33	0,02	0,013	0,024
14	0,006	0,023	0,024	34	0,022	0,011	0,025
15	0,006	0,022	0,023	35	0,022	0,011	0,025
16	0,004	0,024	0,024	36	0,02	0,012	0,023
17	0,001	0,02	0,02	37	0,018	0,009	0,020
18	0,001	0,02	0,02	38	0,022	0,006	0,023
19	0,014	0,022	0,026	39	-	-	-
20	0,02	0,018	0,027	40	-	-	-

O gráfico representando as discrepâncias mostradas na Tabela 40 é ilustrado na Figura 54.

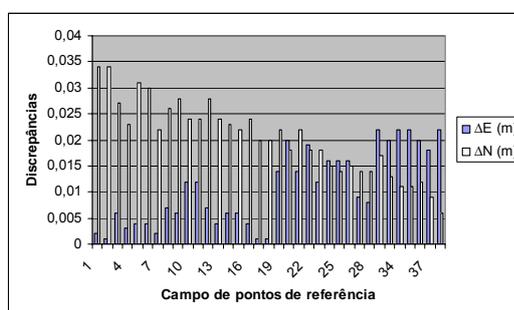


Figura 54 - Discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e resultantes planimétricas do campo de pontos-objeto provenientes da transformação de coordenadas por similaridade de Helmert.

Analisando a Tabela 40 e o gráfico da Figura 54, nota-se que as maiores discrepâncias encontradas foram para os pontos 12 com valores em E e N e resultante planimétrica, respectivamente, 0,002m, 0,034m e 0,034m, para o ponto 2 temos discrepâncias em E e N e resultante planimétrica, respectivamente de 0,001m, 0,034m e 0,034m. Desta forma, o georreferenciamento a partir das coordenadas de referência obtidas pelo método estático ou *Stop-and-go* mostra-se compatíveis, uma vez que as discrepâncias apontam diferenças entre eles com valores inferiores a 0,035m. Assim, o georreferenciamento a partir das coordenadas de referência obtidas pelo método estático e *Stop-and-go* atendem a tolerância posicional que não pode ser superior a 10 cm (ver item 4.2) no que diz respeito ao posicionamento de limites de parcelas territoriais urbanas no Brasil.

5.2.3.2 – Método da Irradiação Dupla

a) Processamento

As coordenadas aproximadas para cada ponto representado na Figura 55, aplicando o método da irradiação dupla, foram obtidas a partir das médias das coordenadas para cada ponto, por exemplo, para o ponto 1, foram calculadas as coordenadas planas retangulares UTM (E e N) envolvendo os pontos P2 e P3 (pontos de referência), os ângulos internos α_1 e α_2 , e a distância a. Outras coordenadas planas retangulares UTM (E e N) foram obtidas para o ponto 1 envolvendo os pontos P3 e P2 (pontos de referência), os ângulos internos α_1 e α_2 , e a distância b. Estas duas situações são representadas pela Figura 55.

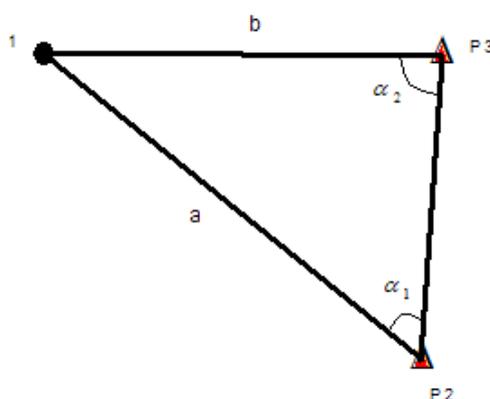


Figura 55 – Representação geométrica do método da irradiação dupla.

As coordenadas planas retangulares UTM (E e N) calculadas aplicando o método da irradiação dupla são mostradas na Tabela 41.

Tabela 41 – Coordenadas aproximadas do campo de pontos-objeto aplicando o método da irradiação dupla.

PONTOS	P3 - P2		P2 - P3		MÉDIA	
	E (m)	N(m)	E (m)	N(m)	E(m)	N(m)
1	284889,573	9109477,501	284889,551	9109477,527	284889,562	9109477,514
2	284888,770	9109477,672	284888,746	9109477,661	284888,758	9109477,667
3	284891,291	9109491,569	284891,276	9109491,575	284891,284	9109491,572
4	284882,967	9109492,823	284882,937	9109492,824	284882,952	9109492,824
5	284880,447	9109478,864	284880,417	9109478,867	284880,432	9109478,866
6	284879,643	9109478,958	284879,601	9109478,984	284879,622	9109478,971
7	284882,285	9109493,778	284882,267	9109493,763	284882,276	9109493,771
8	284892,230	9109492,234	284892,169	9109492,192	284892,200	9109492,213
9	284874,629	9109479,760	284874,634	9109479,788	284874,632	9109479,774
10	284864,792	9109481,221	284864,760	9109481,223	284864,776	9109481,222
11	284864,919	9109482,022	284864,895	9109482,027	284864,907	9109482,025
12	284874,001	9109480,645	284874,172	9109480,489	284874,087	9109480,567
13	284875,023	9109486,840	284874,996	9109486,833	284875,010	9109486,837
14	284870,979	9109487,459	284870,802	9109487,519	284870,891	9109487,489
15	284871,122	9109488,275	284871,083	9109488,252	284871,103	9109488,264
16	284875,207	9109487,698	284875,379	9109487,534	284875,293	9109487,616
17	284876,788	9109494,211	284876,540	9109494,622	284876,664	9109494,417
18	284877,337	9109494,571	284877,311	9109494,569	284877,324	9109494,570
19	284859,818	9109481,944	284859,928	9109481,887	284859,873	9109481,916
20	284849,857	9109483,426	284849,965	9109483,418	284849,911	9109483,422
21	284859,171	9109482,861	284859,257	9109482,838	284859,214	9109482,850
22	284850,873	9109484,129	284850,967	9109484,161	284850,920	9109484,145
23	284860,242	9109489,036	284860,371	9109489,017	284860,307	9109489,027
24	284851,928	9109490,274	284852,081	9109490,256	284852,005	9109490,265
25	284851,187	9109491,255	284851,336	9109491,231	284851,262	9109491,243
26	284860,328	9109489,879	284860,495	9109489,802	284860,412	9109489,841
27	284861,619	9109496,889	284861,798	9109496,801	284861,709	9109496,845
28	284862,403	9109496,759	284862,575	9109496,688	284862,489	9109496,724
29	284844,901	9109484,176	284845,015	9109484,204	284844,958	9109484,190
33	284845,301	9109491,265	284845,464	9109491,297	284845,383	9109491,281
34	284841,364	9109491,855	284841,484	9109491,891	284841,424	9109491,873
35	284841,472	9109492,699	284841,652	9109492,738	284841,562	9109492,719
36	284845,446	9109492,073	284845,612	9109492,091	284845,529	9109492,082
37	284846,549	9109498,259	284846,725	9109498,331	284846,637	9109498,295
38	284837,415	9109499,664	284837,597	9109499,720	284837,506	9109499,692

b) Análise dos Resultados

As discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM calculadas pelo método da interseção a vante (Tabela 36) e as coordenadas calculadas por irradiação dupla (Tabela 41) são mostradas na Tabela 42.

Tabela 42 – Discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto calculadas pelo método da interseção a vante e as coordenadas calculadas por irradiação dupla.

PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA	PONTOS	ΔE (m)	ΔN (m)	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
1	0,020	0,028	0,034	21	0,016	0,048	0,050
2	0,001	0,023	0,024	22	0,023	0,096	0,099
3	0,008	0,029	0,030	23	0,030	0,068	0,074
4	0,012	0,033	0,035	24	0,049	0,121	0,131
5	0,012	0,024	0,026	25	0,050	0,116	0,127
6	0,026	0,029	0,039	26	0,054	0,081	0,097
7	0,008	0,023	0,025	27	0,060	0,071	0,093
8	0,018	0,052	0,055	28	0,054	0,068	0,087
9	0,029	0,002	0,029	29	0,056	0,140	0,151
10	0,021	0,018	0,028	30	-	-	-
11	0,021	0,013	0,025	31	-	-	-
12	0,078	0,064	0,101	32	-	-	-
13	0,014	0,020	0,024	33	0,078	0,178	0,194
14	0,064	0,093	0,113	34	0,074	0,186	0,200
15	0,010	0,031	0,033	35	0,108	0,213	0,238
16	0,068	0,074	0,100	36	0,078	0,174	0,191
17	0,147	0,213	0,258	37	0,077	0,188	0,203
18	0,017	0,024	0,029	38	0,140	0,296	0,327
19	0,034	0,048	0,059	39	-	-	-
20	0,035	0,092	0,098	40	-	-	-

A Figura 56 mostra graficamente as discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM mostradas na Tabela 42.

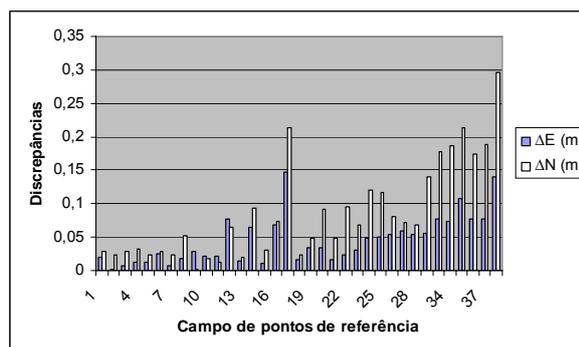


Figura 56 – Gráfico das discrepâncias entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto calculadas pelo método da interseção a vante e as coordenadas calculadas por irradiação dupla.

Analisando as discrepâncias apresentadas na Tabela 42 e Figura 56, nota-se que as maiores discrepâncias foram encontradas para os pontos-objeto 17 e 38, com valores de discrepâncias em E e N, respectivamente, de 0,147m, 0,213m, 0,140m e 0,296m. Cabe salientar que as discrepâncias mostram valores pequenos considerando que o campo de pontos-objeto calculado aplicando o método da irradiação dupla não foi ajustado.

5.3 Levantamento Cadastral Urbano da Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda

Com localização excêntrica ao Campus da UFPE, a Área Teste 2 é localizada na cidade de Olinda, Região Metropolitana do Recife. A área levantada é composta por uma Quadra Cadastral que integra o Sítio Histórico de Olinda, constituída por edificações históricas de uso residencial, situada na Rua Ladeira da Misericórdia conforme mostra a Figura 57 trecho retirado da ortofotocarta digital na escala de 1:2000.

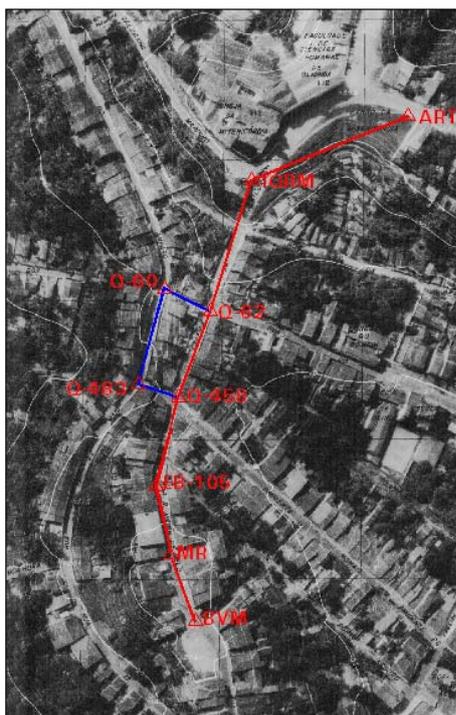


Figura 57 – Localização da Área Teste 2 – Fonte: ORTOFOTOCARTA-FIDEM (1974).

A exemplo do Campus da UFPE, Olinda foi contemplada com a implantação e densificação de um campo de pontos de referência e um campo de pontos-objeto que serviram para posicionar os limites das parcelas territoriais urbanas da Quadra Cadastral.

O campo de pontos de referência na Área Teste 2 (Figura 57) são de hierarquias distintas. Os vértices BVM, MR, IGRM e ART do campo de pontos de referência tiveram suas coordenadas geodésicas determinadas por GPS, aplicando o método de posicionamento relativo estático, são de segunda hierarquia, pois foram determinados a partir de vértices de primeira ordem do SGB (item 5.3.1). O campo de pontos de referência secundário composto pelos pontos EB-105, Q-458, Q-62, Q-60 e Q-483 foram determinados com Estação Total, a partir do campo de pontos de referência de segunda hierarquia, aplicando o método da poligonização com centragem forçada (item 5.3.2), desta forma, os mesmos são de terceira hierarquia. O campo de pontos-objeto é composto por 9 pontos da fachada leste da quadra cadastral, e foram medidos por irradiação dupla (item 5.3.3.1 e 5.3.3.2) a partir do campo de pontos de referência (Q-458 e Q-62).

A monografia do campo de pontos de referência da Área Teste 2 encontra-se no Anexo 5: Monografia do campo de pontos de referência – Sítio Histórico de Olinda.

5.3.1 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com o Método de Posicionamento GPS Relativo Estático

As campanhas GPS para a determinação das coordenadas do campo de pontos de referência foram realizadas em 14 de dezembro de 2007, 11 e 16 de julho de 2008, e são classificados como pontos de referência de segunda hierarquia.

A campanha GPS realizada em 14 de dezembro de 2007, foi conduzida ocupando os vértices do campo de pontos de referência BVM, MR, IGRM, utilizando 4 receptores geodésicos L1/L2, sendo 2 receptores Trimble e 2 Rascal. A campanha GPS realizada em 11 de julho de 2008 foi realizada ocupando os pontos BVM, MR, IGRM e ART, utilizando 3 receptores geodésicos L1/L2, 2 receptores Rascal e 1 Trimble. A campanha GPS realizada em 16 de julho, foi conduzida com 2 receptores geodésicos L1/L2 da Rascal ocupando os pontos de referência IGRM e ART. O Quadro 6 mostra os períodos de ocupação com GPS no campo de pontos de referência da Área Teste 2.

Quadro 4 – Período de ocupação pelo método de posicionamento GPS relativo estático nos vértices do campo de pontos de referência da Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda.

LINHAS DE BASE	LEVANTAMENTO 14/12/2007	LEVANTAMENTO 11/07/2008	LEVANTAMENTO 16/07/2008
	PERÍODO DE OCUPAÇÃO	PERÍODO DE OCUPAÇÃO	PERÍODO DE OCUPAÇÃO
UFPE - MR	01:30: 00 hs	01:59:00 hs	-----
RECF - BVM	-----	08:02:00 hs	-----
RECF - MR	-----	03:45:03 hs	-----
UFPE - ART	-----	-----	01: 22:00hs
UFPE - IGRM	01:29: 00 hs	-----	01:03:00 hs
RECF - IGRM	-----	02:18:00 hs	00:59:00 hs
UFPE - BVM	01:30: 00 hs	-----	-----
RECF - ART	-----	00:59:00 hs	01:10:00 hs
IGRM - MR	01:30: 00 hs	00:59:00 hs	-----
BVM - MR	01:29: 00 hs	00:59:00 hs	-----
IGRM - BVM	-----	00:59:00 hs	-----
IGRM - ART	-----	00:58:00 hs	-----
BVM – ART	-----	00:59:00 hs	-----
MR - ART	-----	00:59:00 hs	-----

Todas as campanhas GPS foram conduzidas com uma taxa de rasteio de dados nos receptores de 15 s e máscara de elevação de 15°. Cuidados foram tomados com relação às medidas das alturas das antenas, sendo as mesmas medidas no início e no final de cada

ocupação e também com relação à orientação das antenas, a qual foi orientada sempre para o Norte Geográfico.

As estações geodésicas utilizadas como referência foram às estações RECF e UFPE (ver item 5.2.1) em rastreamento simultâneo. A Figura 58 mostra a ocupação GPS no campo de pontos de referência.



Figura 58 – Ocupação GPS no campo de pontos de referência.

a) Processamento

O processamento e ajustamento dos dados coletados por GPS foi realizado no *software* GrafNet. Devido à distância dos vértices do campo de pontos de referência não ultrapassarem 12 Km das estações de referência, o processamento foi conduzido utilizando a fase da portadora L1.

O processamento e ajustamento dos dados da campanha GPS realizada em 14 de dezembro de 2007, foi possível no *software* GrafNet, considerando a estação de referência UFPE. Quanto à estação RECF da RBMC, os dados apresentaram problemas e não ofereceram condições de processamento.

Os dados da campanha GPS realizada em 11 e 16 de julho de 2008, foram processadas e ajustadas no *software* GrafNet, considerando três estratégias de processamento, a exemplo da Área Teste 2, primeiramente as coordenadas dos vértices

que compõem o campo de pontos de referência foram determinadas adotando como referência as estações RECF e UFPE com processamento simultâneo, em seguida somente a estação RECF e por fim o processamento com apenas a estação UFPE. Todos os vetores linhas de base obtiveram solução “fixada”.

- **Processamento e ajustamento adotando a estação de referência UFPE – Campanha GPS 14 de dezembro de 2007**

Os vetores linhas de base (Figura 59), as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) , coordenadas planas retangulares UTM (E e N) e os respectivos desvios padrões (Tabela 43) provenientes do processamento e ajustamento considerando a estação de referência UFPE são mostrados a seguir.

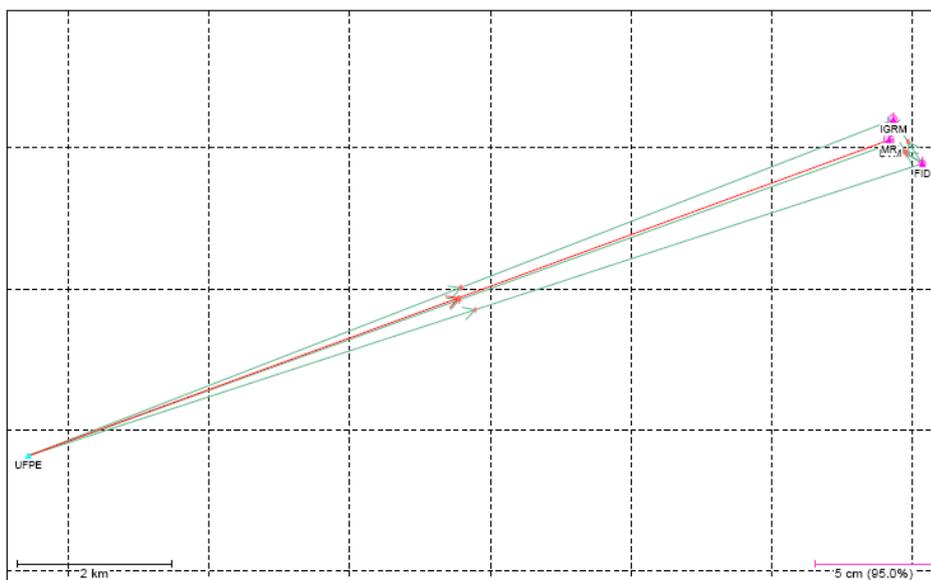


Figura 59 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: *Software GrafNet*.

Tabela 43 – Coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) , coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões - Estação de referência UFPE. Fonte: *Software GrafNet*.

PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (ϕ)	σ_ϕ (m)	LONGITUDE (λ)	σ_λ (m)	E(m)	N(m)	h (m)	σ_h (m)
BVM	-8 00 58,25208	0,0045	-34 51 09,58541	0,0041	295811,7128	9113452,8137	25,935	0,015
MR	-8 00 56,67302	0,0063	-34 51 10,15717	0,0050	295793,9835	9113501,2505	46,686	0,014
IGRM	-8 00 47,90747	0,0048	-34 51 08,21706	0,0041	295852,1854	9113770,8339	46,686	0,013

- **Processamento e ajustamento adotando a estação de referência RECF e UFPE – Campanha GPS 11 e 16 de julho de 2008**

A Figura 60 representa os vetores linhas de base provenientes da adoção das estações de referência RECF e UFPE. O relatório de ajustamento dessa estratégia de processamento é mostrado no Anexo 6 - Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda: Processamento do campo de pontos de referência.

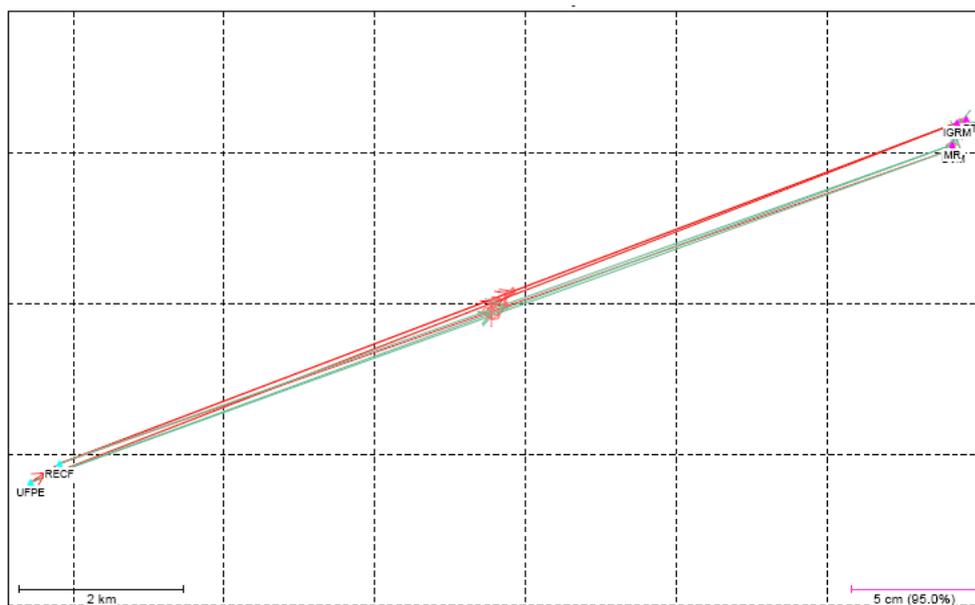


Figura 60 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF e UFPE. Fonte: *Software GrafNet*.

As coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) , coordenadas planas retangulares UTM (E e N), e os respectivos desvios padrões provenientes dessa estratégia de processamento adotada, são mostradas na Tabela 44.

Tabela 44 – Coordenadas geodésicas e Planas UTM em SIRGAS 2000. Fonte: *Software GrafNet*.

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

- **Processamento e ajustamento adotando a estação de referência RECF – Campanha GPS 11 e 16 de julho de 2008.**

Os vetores linhas de base resultantes desse processamento e ajustamento são ilustrados na Figura 61.

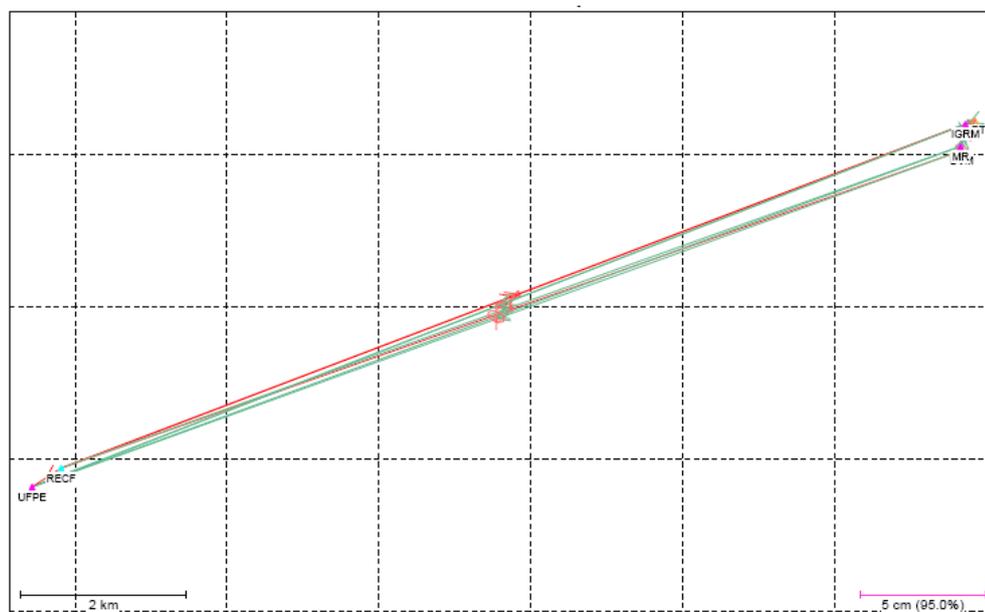


Figura 61 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência RECF. Fonte: *Software GrafNet*.

A Tabela 45 mostra as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h), planas retangulares UTM (E e N) em SIRGAS 2000 e os desvios padrões equivalentes.

Tabela 45 – Coordenadas geodésicas, Planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e desvios padrões. Fonte: *Software GrafNet*.

ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF								
PONTO	COORDENADAS GEODÉSICAS				COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h	σ_h
BVM	-8 00 58,25217	0,0094	-34 51 09,58461	0,0085	295811,7372	9113452,8113	25,8717	0,0235
MR	-8 00 56,67226	0,0128	-34 51 10,15656	0,0086	295794,0022	9113501,2740	25,9691	0,0256
IGRM	-8 00 47,90708	0,0088	-34 51 08,21592	0,0082	295852,2202	9113770,8462	46,6283	0,0197
ART	-8 00 46,42495	0,0089	-34 51 04,53900	0,0072	295964,6220	9113816,8911	51,0196	0,0217

- **Processamento e ajustamento adotando a estação de referência UFPE (Software GrafNet) – Campanha GPS 11 e 16 de julho de 2008.**

A distribuição dos vetores linhas de base do campo de pontos de referência é mostrada na Figura 62.



Figura 62 – Distribuição geométrica dos vetores linhas de base observados considerando a estação de referência UFPE. Fonte: *software GrafNet*.

A tabela 46 mostra as coordenadas geodésicas (ϕ, λ, h) , planas retangulares UTM (E e N) e respectivos desvios padrões resultantes do processamento e ajustamento dessa estratégia adotada.

Tabela 46 – Coordenadas geodésicas, planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 e respectivos desvios padrões. Fonte: *Software GrafNet*.

ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE								
COORDENADAS GEODÉSICAS					COORDENADAS UTM		ALTURA ELIPSOIDAL	
PONTO	LATITUDE (Φ)	σ_{ϕ} (m)	LONGITUDE (λ)	σ_{λ} (m)	E(m)	N(m)	h	σ_h
BVM	-8 00 58,25221	0,0132	-34 51 09,58453	0,0114	295811,7395	9113452,8098	25,8965	0,0315
MR	-8 00 56,67229	0,0151	-34 51 10,15646	0,0113	295794,0052	9113501,2728	25,9901	0,0316
IGRM	-8 00 47,90710	0,0122	-34 51 08,21585	0,0108	295852,2224	9113770,8454	46,6513	0,0261
ART	-8 00 46,42501	0,0128	-34 51 04,53892	0,0105	295964,6246	9113816,8891	51,0426	0,0306

b) Análise dos Resultados

Em virtude da campanha GPS de 14 de dezembro de 2008, ter permitido processamento apenas adotando a estação de referência UFPE, somente as coordenadas planas retangulares do campo de pontos de referência de segunda ordem, provindo deste processamento (Tabela 43) pôde ser comparado com as coordenadas advindas do processamento e ajustamento dos dados GPS, da campanha realizada em 11 e 16 de julho de 2008 (Tabela 46). As diferenças de coordenadas e suas respectivas resultantes planimétricas são mostradas na Tabela 47.

Tabela 47 - Discrepância entre as coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 das campanhas GPS realizadas em 14 de dezembro de 2007 e 11 e 16 de julho de 2008.

PONTO	ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA UFPE		
	$\Delta E(m)$	$\Delta N(m)$	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
BVM	0,025	0,003	0,025
MR	0,019	0,023	0,030
IGRM	0,036	0,012	0,038

As discrepâncias presentes na Tabela 47 são mostradas graficamente na Figura 63.

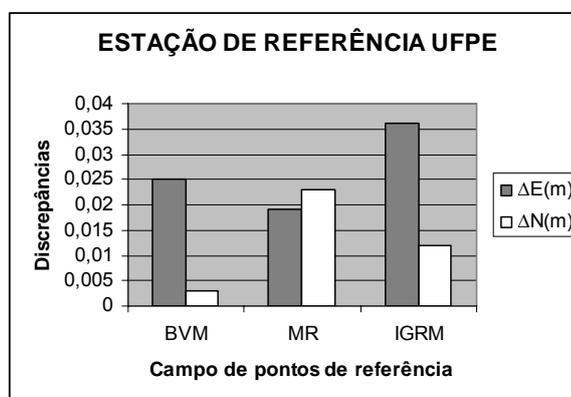


Figura 63 - Discrepância entre as Coordenadas planas retangulares UTM das campanhas GPS realizadas em 14 de dezembro de 2007 e 11 e 16 de julho de 2008.

Analisando as discrepâncias presentes na Tabela 47 e mostradas graficamente na Figura 63, constata-se que as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência, obtidas adotando como referência a estação UFPE (campanhas GPS realizadas em 14 de dezembro de 2007 e 11 e 16 de julho de 2008), as maiores discrepâncias foram encontradas para o ponto IGRM.

Também foram comparadas as coordenadas planas retangulares UTM, processadas e ajustadas no *software* GrafNet considerando as estações de referência RECF e UFPE (Tabela 44) com as coordenadas com processamento individual das estações RECF e UFPE (Tabelas 45 e 46) para as campanhas de rastreo GPS realizadas em julho de 2008. Os resultados desta comparação são mostrados na Tabela 48.

Tabela 48 - Diferenças e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM.

POONTO	ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF-UFPE E RECF			ESTAÇÃO DE REFERÊNCIA RECF-UFPE E UFPE		
	$\Delta E(m)$	$\Delta N(m)$	RESULTANTE PLANIMÉTRICA	$\Delta E(m)$	$\Delta N(m)$	RESULTANTE PLANIMÉTRICA (m)
BVM	0,006	0,000	0,006	0,010	0,002	0,010
MR	0,005	0,004	0,006	0,008	0,003	0,008
IGRM	0,005	0,002	0,005	0,008	0,001	0,008
ART	0,006	0,002	0,006	0,009	0,001	0,009

A Figura 64 mostra graficamente as discrepâncias apresentadas na Tabela 52.

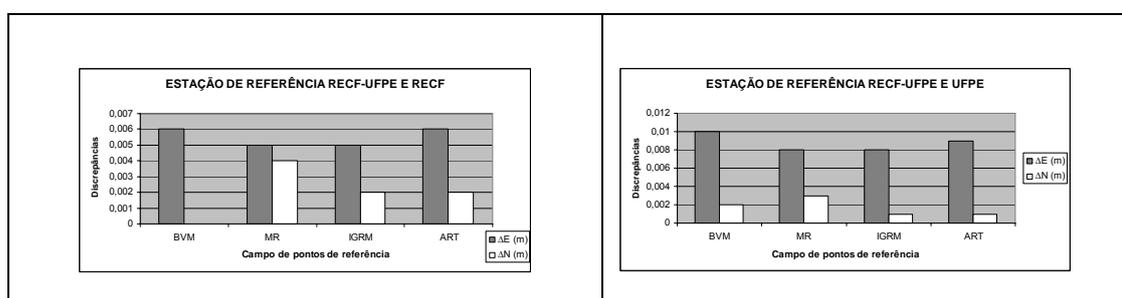


Figura 64 - Diferenças e resultantes planimétricas das coordenadas planas retangulares UTM.

Analisando as discrepâncias presentes na Tabela 48 e mostradas graficamente na Figura 64, constata-se que as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência, obtidas adotando como referência as estações RECF e UFPE no *software* GrafNet, apresentam valores muito próximos das coordenadas planas retangulares adotando as estações de referência RECF e UFPE com processamento individual.

As coordenadas planas retangulares UTM, processadas e ajustadas no *software* GrafNet, adotando as estações de referência RECF e UFPE com processamento simultâneo (Tabela 44), foram utilizadas para georreferenciar o campo de pontos de referência

determinados com Estação Total, uma vez que é exigido o georreferenciamento a partir de no mínimo dois pontos de coordenadas conhecidas.

5.3.2 Levantamento do Campo de Pontos de Referência com Estação Total pelo Método da Poligonização com Centragem Forçada

Os levantamentos das poligonais enquadrada e fechada (item 3.4.3), foram realizadas utilizando uma Estação Total N° 3305 DR, de precisão angular de 5", e precisão linear 5 mm + 5ppm da Trimble, e dois prismas refletores com constante aditiva de -0,035m. Cada alinhamento da poligonal foi medido em três séries de visadas conjugadas direta e inversa com dispositivo de centragem forçada, observando-se ângulos horizontais, ângulos verticais e distâncias inclinadas.

Os levantamentos das poligonais enquadrada e fechada atendem as especificações da NBR: 13133/1994, sendo as mesmas conforme a Norma classificadas como poligonais de classe IIIP, ou melhor.

A poligonal enquadrada foi estabelecida para transportar as coordenadas, medidas por GPS, dos vértices BVM, MR, IGRM e ART (Figura 57) para os pontos Q-458 e Q-68, situados em uma Quadra edificada no Sítio Histórico de Olinda. A poligonal apoiada e enquadrada é assim formada pelos vértices BVM, MR, EB-105, Q-458, Q-62, IGRM e ART. Já a poligonal fechada é composta pelos vértices Q-458, Q-62, Q-60 e Q-483 (Figura 57). As coordenadas planas retangulares UTM dos vértices Q-458 e Q-62 foram utilizadas como referência para o transporte de coordenadas para os pontos Q-60 e Q-483.

a) Processamento

O cálculo da média dos valores de ângulos e distâncias foram realizados em uma planilha elaborada no *software* Excel, sendo aplicado uma correção de -0,035 cm (constante aditiva da Estação Total) para as distâncias horizontais. Devido a curta distância que separa os vértices do campo de pontos de referência observados por poligonização, constatou-se que as discrepâncias causadas devido aos efeitos de curvatura terrestre são considerados de valores desprezíveis.

Durante o processamento dos dados coletados com Estação Total, foi detectado que o *software* TopoGRAPH apesar de oferecer a opção de cálculo com ajustamento por MMQ,

em seus relatórios não são mostrados os desvios padrões. Diante desse fato, foi conduzido um ajustamento das poligonais enquadrada e fechada no *software* ADJUST (ver Capítulo 4). As coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 da poligonal enquadrada ajustada no *software* ADJUST são mostradas na Tabela 49.

Tabela 49 – Resultados das coordenadas, desvios padrões e elipses de erro providos do ajustamento da poligonal apoiada e enquadrada (BVM, MR, EB-105, Q-458, Q-62, IGRM e ART) .

PONTOS	COORDENADAS UTM		DESVIO PADRÃO		ELIPSES DE ERRO		
	E	N	σE	σN	σu	σv	T
EB-105	295783,1804	9113550,8736	0,00037	0,00009	0,00038	0,00006	79,98°
Q-458	295799,6439	9113614,3059	0,00198	0,00062	0,00207	0,00013	107,05°
Q-62	295822,7503	9113676,0276	0,00265	0,00082	0,00277	0,00006	107,23°

Os relatórios de processamento e ajustamento obtidos nos *softwares* TopoGRAPH e ADJUST, são mostrados no Anexo 7 – Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda: Processamento do campo de pontos de referência com Estação Total.

As coordenadas resultantes da poligonal fechada ajustada no *software* ADJUST são mostradas na Tabela 50.

Tabela 50 – Resultados das coordenadas, desvios padrões e elipses de erro providos do ajustamento da poligonal fechada (Q-458, Q-62, Q-60 e Q-483).

PONTOS	COORDENADAS UTM		DESVIO PADRÃO		ELIPSES DE ERRO		
	E	N	σE	σN	σu	σv	T
Q-60	295789,146	9113693,116	0,0008	0,0015	0,0017	0,0001	27,02°
Q-483	295770,476	9113624,312	0,0005	0,0016	0,0016	0,0001	18,88°

A Tabela 51 mostra as precisões relativas e os erros de fechamento angulares e lineares calculados para as poligonais apoiada e enquadrada, e fechada.

Tabela 51 – Precisões relativas e erros angulares e lineares das poligonais.

	POLIGONAL ENQUADRADA	POLIGONAL FECHADA
	ERROS	ERROS
ANGULAR	0°00' 03,581"	0°00'10,530"
LINEAR	0,0141 (m)	0,0028 (m)
RELATIVO	1:19995	1:72198

b) Análise dos resultados

Tendo em vista as Tabelas 49 e 50, nota-se que os desvios padrões das coordenadas planas retangulares UTM, apresentam valores inferiores a 2mm, comprovando a qualidade do campo de pontos de referência determinados pelo método da poligonação.

5.3.3 Levantamento do Campo de Pontos-objeto com Estação Total

O levantamento foi conduzido com uma Estação Total 3305 DR da Trimble, cujas especificações foram definidas no item 5.3.2 e um prisma refletor acoplado a um bastão com nível de bolha. O campo de pontos-objeto foi medido com uma série de visada conjugada direta e inversa.

5.3.3.1 Método da Irradiação

O campo de pontos-objeto é composto por 9 pontos de limites de parcelas territoriais urbanas, na Área Teste 2 no Sítio Histórico de Olinda (Figura 65) representados na escala 1:1000, localizados na fachada leste da quadra cadastral.

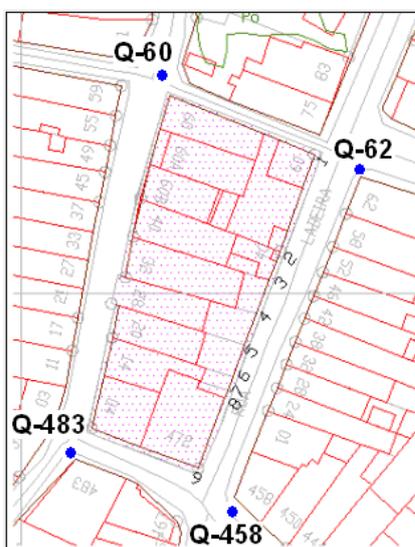


Figura 65 – Representação do campo de pontos-objeto – Área Teste 2. Fonte: Projeto UNIBASE –FIDEM (1983).

Os vértices Q-458 e Q-62 foram utilizados como referência para este levantamento. Os pontos-objeto foram irradiados duplamente e as coordenadas resultantes foram obtidas pela média das coordenadas. O *software* TopoGRAPH foi aplicado para os cálculos das coordenadas planas retangulares UTM em SIRGAS 2000 do campo de pontos-objeto

(Anexo 8 – Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda: Processamento do campo de pontos-objeto com Estação Total). As coordenadas resultantes são mostradas na Tabela 52.

Tabela 52 – Coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto em SIRGAS 2000: Método da irradiação. Fonte: *Software* TopoGRAPH.

PONTOS	COORDENADAS UTM	
	ESTE(m)	NORTE (m)
1	295815,029	9113678,806
2	295812,880	9113672,759
3	295808,722	9113661,052
4	295807,021	9113656,042
5	195805,429	9113651,738
6	295802,710	9113644,281
7	295800,622	9113638,326
8	295800,135	9113636,845
9	295794,539	9113621,820

5.3.3.2 Método da Interseção a Vante

O cálculo das coordenadas do campo de pontos-objeto foi realizado aplicando a formulação matemática para interseção a vante, vista no item 3.4.1.1, pois os pontos-objeto juntamente com os vértices de referência (Q-62 e Q-458) formam uma Figura idêntica a Figura 12 do mesmo item. As coordenadas em SIRGAS (2000) mostradas na Tabela 53 foram calculadas em uma planilha elaborada no *software* Excel, específica para esse método.

Tabela 53 – Coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto em SIRGAS 2000: Método da interseção a vante.

PONTOS	COORDENADAS UTM	
	ESTE(m)	NORTE (m)
1	295815,060	9113678,800
2	295812,908	9113672,774
3	295808,774	9113661,030
4	295807,088	9113656,098
5	295805,507	9113651,761
6	295802,686	9113644,115
7	295800,729	9113638,364
8	295800,213	9113637,215
9	295794,637	9113621,993

Em levantamentos cadastrais urbanos, nem sempre é possível visualizar pontos de limites de parcelas urbanas, a partir de mais de dois pontos com coordenadas conhecidas, principalmente, tratando-se de quadras cadastrais edificadas, como é o caso da quadra cadastral objeto de estudo dessa pesquisa, localizada no Sítio Histórico de Olinda, onde foi possível medir os pontos de limites somente, a partir de dois pontos com coordenadas conhecidas, contrapondo o levantamento cadastral do campo de pontos-objeto realizado na Área Teste 1, onde cada ponto-objeto foi observado a partir de três pontos com coordenadas conhecidas. Por esta razão, o campo de pontos-objeto da Área Teste 2 não foi ajustado pelo MMQ, uma vez que, o modelo de ajustamento nesta pesquisa, requer que os pontos-objeto sejam observados a partir de três pontos com coordenadas conhecidas.

5.3.3.3 Análise dos Resultados

A partir das coordenadas planas retangulares UTM obtidas através da aplicação do método da irradiação (Tabela 52) e das coordenadas resultantes da aplicação do método da interseção a vante (Tabela 53) foram calculadas as discrepâncias entre as mesmas (Tabela 54).

Tabela 54 – Discrepâncias de coordenadas e resultantes da comparação entre o método da irradiação e interseção a vante.

PONTOS	COORDENADAS UTM	
	ΔE (m)	ΔN (m)
1	0,031	0,006
2	0,028	0,015
3	0,052	0,022
4	0,067	0,056
5	0,078	0,023
6	0,024	0,166
7	0,107	0,038
8	0,078	0,370
9	0,098	0,173

A Figura 66 mostra graficamente as discrepâncias de coordenadas resultantes da comparação entre o método da irradiação e interseção a vante mostradas na Tabela 54.

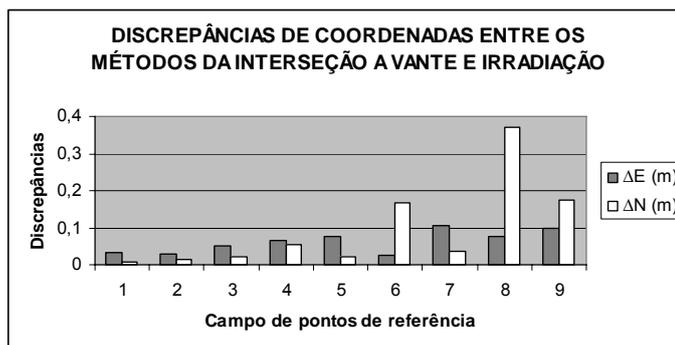


Figura 66 - Discrepâncias de coordenadas resultantes da comparação entre o método da irradiação e interseção a vante.

Analisando a Tabela 58 e o gráfico mostrado na Figura 66, nota-se que as maiores discrepâncias foram encontradas para os pontos 6, 7, 8 e 9. Para os demais pontos os valores são inferiores a 10 cm, o que torna viável a aplicação de ambos os métodos na definição de limites de parcelas territoriais urbanas.

Uma sugestão para diminuir essas discrepâncias seria marcar os pontos de interesse, por exemplo, com giz, para que o bastão seja posicionado sempre no mesmo ponto ou observar os pontos de limites simultaneamente com duas Estações Totais estacionadas nos pontos de referência Q-458 e Q-62.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O desenvolvimento desta pesquisa teve como objetivo principal Analisar precisão e confiabilidade posicional de estruturas geodésicas por meio dos métodos GPS Integrados com métodos terrestres. Várias estratégias de processamento e ajustamento foram empregadas. O georreferenciamento de parcelas territoriais urbanas procedeu-se com base no Princípio de Vizinhança. A seguir são colocadas as conclusões e recomendações pertinentes.

6.1 Conclusões

O estabelecimento de um campo de pontos de referência em levantamentos cadastrais de parcelas territoriais urbanas deve ser criteriosamente, planejado, para que se tenha uma distribuição eqüitativa dos mesmos e sejam selecionados métodos capazes de atender a tolerância posicional estabelecida pela legislação cadastral vigente.

6.1.1 Área Teste 1

As discrepâncias encontradas entre as coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos de referência da Área Teste 1, processadas e ajustadas nos *softwares* comerciais GrafNet e TGO, são inferiores a 1 cm , o que mostra que ambos os *softwares* são compatíveis.

Pode-se afirmar que o campo de pontos de referência determinado com GPS aplicando o método de posicionamento estático permite em áreas urbanas abertas (Área Teste 1), um alcance de precisão na ordem de milímetro.

O Posicionamento do campo de pontos de referência aplicando o método Stop-and-go, adotando duas estações de referência com processamento simultâneo formando linhas de bases com figuras geometricamente fechadas, apresentam desvios padrões inferiores a 1 cm, melhor que com uma estação de referência, (Tabela 11), em levantamento cadastral urbano de áreas abertas.

Quanto às comparações envolvendo as estratégias de processamento dos métodos de posicionamento Stop-and-go e estático (coordenadas planas retangulares UTM adotadas como verdadeira), as menores discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM em

SIRGAS 2000, foram resultantes da comparação realizada entre o método de posicionamento estático, e Stop- and-go com uma ocupação (Tabela 14). Contudo, Uma segunda ocupação é desnecessária.

Tratando-se dos métodos de medição terrestre aplicados para determinação posicional do campo de pontos de referência da Área Teste 1, todos os métodos aplicados apresentam resultados satisfatórios, mas, as menores discrepâncias de coordenadas planas retangulares UTM, são resultantes da comparação realizada entre o método de redes e o método de posicionamento relativo estático, com valores inferiores a 2,6 cm (Tabelas: 20, 21 e 22), significando que as coordenadas planas retangulares UTM obtidas aplicando o método de redes, estão mais próximas das coordenadas planas retangulares UTM, determinadas por GPS, aplicando o método de posicionamento relativo estático.

O campo de pontos-objeto determinados aplicando os métodos da interseção a vante e irradiação dupla apresentaram resultados confiáveis. Os pontos de limites de parcelas territoriais urbana, georreferenciados a partir de três pontos de referência, aplicando o método da interseção a vante, apresentou precisões planimétricas com valores inferiores 7,3 cm (Tabela 36), valor de incerteza adequado para o posicionamento de limites de parcelas territoriais urbanas no Brasil. O método da irradiação dupla quando comparado as coordenadas obtidas por interseção a vante mostra discrepância de coordenadas consideráveis para a maioria dos pontos (Tabela 42).

As coordenadas planas retangulares UTM do campo de pontos-objeto da Área Teste 1, determinadas por transformação de similaridade de Helmert, cujo georreferenciamento foi realizado a partir de três pontos de referência, cujas coordenadas foram determinadas pelos métodos de posicionamento relativo estático e Stop-and-go, apresentam discrepâncias de coordenadas com valores inferiores a 3,4 cm, mostrando a viabilidade da aplicação da transformação de similaridade de Helmert para determinação de coordenadas planas retangulares UTM de pontos-objeto.

6.1.2 Área Teste 2

A determinação posicional do campo de pontos de referência determinado com GPS aplicando o método de posicionamento relativo estático permite em áreas urbanas densamente ocupadas, a exemplo da Área Teste 2, um alcance de precisão interna nas coordenadas do sistema melhor que 1,6 cm.

Após o processamento dos dados GPS coletados no campo de pontos de referência da Área Teste 1 e Área Teste 2, constatou-se que para linhas de base com comprimento de até aproximadamente 12 km, aplicando o método de posicionamento relativo estático, o georreferenciamento de parcelas territoriais urbanas, alcança precisões melhor que 1 cm. Outro fato importante a ser levado em consideração, é que o emprego do GPS de dupla frequência, torna-se desnecessário em virtude do curto comprimento das linhas de base. Assim, o emprego de receptores de uma frequência é recomendável.

Para áreas urbanas densamente ocupadas, a exemplo do Sítio Histórico de Olinda, cujo posicionamento de pontos de referência para determinação de pontos de limites na quadra cadastral de interesse nem sempre é possível por GPS, o método da poligonização com centragem forçada apresenta bons resultados para transportar às coordenadas de uma base georreferenciada a outra, cujos pontos de transporte ao longo do trecho servirão de referência para a definição posicional de pontos de limites.

O ajustamento de poligonais (Área Teste 2) que definem o campo de pontos de referência permite o alcance de desvios padrões nas coordenadas planas retangulares UTM, inferiores a 2 mm (Tabelas 49 e 50), considerado “excelente” para o georreferenciamento de pontos que servirão de base para a definição de pontos-objetos em levantamentos cadastrais de limites de parcelas territoriais urbanas. As precisões relativas encontradas para as poligonais enquadrada e fechada foram, respectivamente, 1:19995 e 1:72198 (Tabela 51).

Quanto ao campo de pontos-objeto da Área Teste 2 – Sítio Histórico de Olinda, para 5 pontos dos 9 determinados os valores de discrepâncias obtidos entre os métodos da irradiação e interseção a vante, a partir de dois pontos de referência, são inferiores a 8 cm.

Um campo de pontos de referência observado por métodos de medição distintos e submetidos a um rigoroso ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados, permite uma confrontação de seus valores posicionais, proporcionando confiabilidade e homogeneidade do levantamento.

A diversidade e integração de métodos ajudam a adaptação dos levantamentos de campo de acordo com as dificuldades e características da área de trabalho.

6.2 Recomendações

Tendo em vista o campo de pontos de referência e o campo de pontos-objeto em levantamentos cadastrais em áreas urbanas recomenda-se:

1. Analisar o desempenho das estruturas geodésicas planimétricas avaliadas neste trabalho de forma planialtimétrica;
2. Determinar os valores posicionais do campo de pontos de referência (Área Teste 1 e 2) com o método de posicionamento cinemático RTK e comparar os resultados com os métodos aplicados neste trabalho;
3. Determinar a posição do campo de pontos-objeto com GPS (Área Teste 1) e comparar aos valores posicionais obtidos com os métodos terrestres de medição.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 13.133 – **Normas Técnicas para a Execução de Levantamentos Topográficos**. 1994.

ABNT: NBR 14.166 - **Rede de Referência Cadastral Municipal – Procedimento**. Rio de Janeiro : 1998.

ABNT: NBR 14.645: **Elaboração do “Como Construído” para Edificações (as built). Parte 1: Levantamento Planimétrico e cadastral de imóvel urbanizado com área até 25000m², para fins de estudos, projetos e edificações**. Rio de Janeiro 2001.

ABNT. NBR - Norma Técnica para Georreferenciamento de Imóveis Rurais, Ministério do Desenvolvimento Agrário-MDA, INCRA. 2003

BERNARDI, J.V.E.; LANDIM, P.M.B. **Aplicação do Sistema de Posicionamento Global (Gps) Na Coleta de Dados**. UNESP/campus de Rio Claro Departamento de Geologia Aplicada – IGCE — Laboratório de Geomatemática — Texto Didático 10. 2002. Disponível em <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/textogps>. Acesso em 24/08/2007.

BRANDÃO, A C. **O Princípio da Vizinhança Geodésica no Levantamento Cadastral de Parcelas Territoriais**. Tese de Doutorado. Projeto de Qualificação apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003.

BRANDÃO, A.C; ROCHA, R. S; PHILIPS,J. **Exatidão Posicional do Cadastro**. Comissão Técnica de Cadastro Técnico Multifinalitário. UFSC. 2002.

BRANDÃO, A.C.; FONTES, L.C.A.; FILHO, A.V.; PHILIPS, J. **Qualidade Métrica da Área Superficial de Parcelas Territoriais**. COBRAC - Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. UFSC. Florianópolis. Disponível em <http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/cobrac> 2004. Acesso 19/05/2007.

BONIFÁCIO, M. B. B. **Análises de Estruturas Geodésicas para Atender o Georreferenciamento de Imóveis Rurais**. Dissertação de Mestrado ora em

desenvolvimento e já apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação. DECart – UFPE. 2008.

BONIFÁCIO, M. B. B; DE SEIXAS, A. **Implantação de Redes Geodésicas para o Cadastro Rural, Georreferenciamento de Imóveis.** XXIII Congresso Brasileiro de Cartografia, Rio de Janeiro, Brasil, 21 a 24 de outubro de 2007.

BOTELHO, F.J.L. **Métodos de Racionalização Construtiva no Posicionamento preciso de Edificações Prediais.** Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. 96 P. 2003.

BRASIL. Lei 3071/1916 - **Código Civil Brasileiro.** 1916.

BRASIL. Lei 10.406 de 10 de janeiro de 2002. **O Novo Código Civil Brasileiro,** a partir de 10/01/2003.

BRASIL. Lei 10.257 de 10 de julho de 2001: **Estatuto das cidades.** 2001.

CARNEIRO, A.F.T. **Cadastro Imobiliário e Registro de Imóveis.** Porto Alegre: Sergio Antonio Fabris Editor. 192 P. 2002.

COSTA, M. F.; LAGO, L. F.; PRADO, A. **Análise do processamento de dados GPS em Função das Diferentes Condições de Rastreo.** Boletim de Ciências Geodésicas, V.8, nº 1. P. 17-24. 2002.

DALMOLIN, Q. **Ajustamento Por Mínimos Quadrados.** Curitiba: Imprensa Universitária – UFPR. 175p. 2002.

DE SEIXAS, A. **Sistemas de Medição Polar à Base de Teodolitos e Definição do Método das Linhas de Grade.** RBC, Número 56/2, 2004.

DE SEIXAS, A; BURITY, E.F. **Geodésia aplicada à medição e ao monitoramento de áreas de risco em sítios industrializados.** IV CBCG, Curitiba-PR, 2005.

ESPARTEL, L. **Curso de Topografia.** Editora Globo. Rio Grande do Sul. 1961.

FERREIRA, T. S; DE SEIXAS, A; ROMÃO, M.V.C. **Conceituação de Campos de Pontos na Medição de Deformação de Objetos**. Anais do I Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife. 2004.

FONTE, C. M. P. **Ajustamento das Observações Utilizando o Método dos Mínimos Quadrados**. Universidade de Coimbra. 1994. 44p. Disponível em [www. google.com.br](http://www.google.com.br). Acesso em 05/12/2006.

FONTE, C. M. P.; VICENTE, M.A.F. **Textos de apoio de Topografia**. Departamento de Matemática Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra. 2006/2007.

FREIBERGER JUNIOR, J. **Análise da Degradação do Posicionamento em Tempo Real Com o Emprego do GNRT**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas). Departamento de Geociências, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 136 p. 2002.

GALDINO, C.A.P.M. **Cadastro de Parcelas Territoriais Vinculado ao Sistema de Referência Geocêntrico –SIRGAS 2000**. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC. 2006. 215p.

GAMA, L.F.; CARNEIRO, A.F.T., DE SEIXAS, A. **Normalização da Aplicação do Posicionamento GPS em Levantamentos Cadastrais**. II Simpósio Brasileiro de Geomática V Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas. Presidente Prudente. 2007. P.

GARNÉS, S. J. A (2001). **Resolução das ambigüidades GPS para linhas de base curta: análise dos algoritmos de otimização**. Tese (Doutorado em Ciências Geodésicas) – Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2001. 204 P.

GARNÉS, S. J. A. **Sistema de projeção e orientação das plantas topográficas**. COBRAC 98. Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário · UFSC Florianópolis · 18 a 22 de Outubro 1998.

GARNÉS, S. J. A.; SIQUEIRA, V. P.; CACHO, J. P. **Definição para Implantação do Sistema Topográfico Local de Campo Grande – MS e Análise das Fórmulas**. IV Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas - IV CBCG Curitiba, 16 a 20 de maio de 2005.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de Observações**: Aplicações Geodésicas. Curitiba. Editora UFPR. 1994. 319p.

GRAFAREND, E.W. **Optimization of geodetic Networks**. Boll.Geod.a Scien. Alff. 1974.

HÄBLER, J.; WACHSMUTH. **Vermessungs beruf**. 1984.

HOFMANN-WELLENHOF, B.; LICHTENEGGER, H.; COLLINS, J. **GPS: Theory and Practice**. Springer Wien New York. 3ª.ed. 389 P. 2001.

IBGE. **Resolução – PR Nº 22, de 21-07-83** - Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos. 1983.

IBGE. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Proposta preliminar para a adoção de um referencial geocêntrico no Brasil**. Documento preliminar – texto para discussão. Rio de Janeiro, 2000. Disponível em [www. ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br).

IBGE. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos**. Coletânea das Normas Vigentes. Rio de Janeiro, 1998.

JEKELI, C. **Geometric Reference Systems in Geodesy**. Ohio State University, Lecture Note. 2002.

KAHMEN. **Vermessungskunde Angewandete Geodesie**. 20. Aufl., 2005.

KAHMEN, H.; FAIG, W. **Surveying**. Berlin. 1988. Ed. de Gruyter.

KRUEGER, C. P. **Investigações sobre aplicações de alta precisão do GPS no âmbito marinho**. Tese (Doutorado em Ciências Geodésicas) – Departamento de Geociências, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 1996. 267 p.

LEICK, A. **GPS: Satellite surveying**. 2. ed. New York: J.Wiley. 1995. 560p.

MARQUES, H.A.; MONICO, J.F.G.; ISHIKAWA, M.I.; CAMARGO, P.O. **Integração GPS e Topografia para o Georreferenciamento de Imóveis Rurais**. COBRAC - Congresso

Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário · UFSC. Florianópolis. Disponível em <http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/cobrac2006>. Acesso 19/05/2008.

MONICO, J. F. Galera. **Posicionamento pelo NAVSTAR – GPS: Descrição, Fundamentos e Aplicações**. Editora UNESP – São Paulo. 2000.

MONICO, J. F. G; SILVA, É. F. **Controle de Qualidade em Levantamentos no Contexto da Lei nº10267/01 de 28 de Agosto de 2001**. In: Congresso Brasileiro de Ciências Geodésicas. 2003, Curitiba. Anais. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2003. p. 69-84.

MOESER. u.a. **Handbuch Ingenieurgeodaesie**. Grundlagen. Moeser, Mueller, Schlemmer, Werner (Hrsg), 3.; Voellig Neugerbeitet und evrweiterte Auflage. 2000.

NIEMEIER, W. **Netzquaitet und Optimizationung**. Pelzer(Ed.): Geodaestische Netze II. Wittwer verlage,Stuttgart. 1985.

PARMA.G.C.; GALDINO. C.A.P.M.; NETO.M.P.S.; PHILIPS. J. **Propagação de erros nos levantamentos cadastrais**. COBRAC 2002 · Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. UFSC Florianópolis. 2002. Acesso em 03/02/2008.Disponível em <http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online>.

PENÃ, J. S. **La Intersección Inversa: Método Geométrico, Topográfico Y Cartográfico**. XIV Congreso Internacional de Ingenieria Grafica, Santander, Espana – 5-7 junio de 2002.

PINTO, L.E.K. **Curso de Topografia**. Centro Editorial e Didático da UFBA. 2º edição. Salvador. 1992.

PROJETO UNIBASE-FIDEM – Agência de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife. 1983

ROCHA, R. S.; BRANDÃO, A. C. **Referencial Geodésico no Cadastro Urbano**. XIX Congresso Brasileiro de Cartografia. Recife – Pernambuco. Anais. 1999.

ROCHA, R.S. **Proposta de Definição de uma projeção Cartográfica para Mapeamento Sistemático em Grande Escala para o Estado do Rio Grande do Sul.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – UFPR. Curitiba – 1994.

RAMOS, F. F.; RODRIGUES, D. D.; R. J. O Andrade. **Avaliação da Precisão de Posicionamentos por Interseção Angular a Ré.** II Simpósio Brasileiro de Geomática Presidente Prudente - SP, 24-27 de julho de 2007 V Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas. P. 263-268.

ROMÃO, V. M.C., CARNEIRO, A.F.T.; PHILIPS, J; SILVA, T.F.; **Rede de Referência Cadastral Municipal: Uma proposta do grupo de trabalho sobre cadastro Municipal (GTCM) do DECart – UFPE.** Anais II Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário – COBRAC. Florianópolis. 1996. Disponível em *Disponível em* http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/cobrac_2002. Acesso em 10/12/2006.

SANTOS JUNIOR, G. **Rede Gravimétrica: Novas Perspectivas de Ajustamento, Análise de Qualidade E Integração de Dados Gravimétricos.** Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Ciências Geodésicas, no Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas. UFPR. Curitiba. 172P. 2005.

SANTOS, M.C. dos. **Estabilidade das Estruturas Geodésicas.** UFPR/ Setor de Ciências da Terra. Curitiba. 1999. 79p.

SEEBER, G. **Satellite Geodesy: Foundations, Méthodds and Applications.** Berlim, New York: walter de Gruyter, 2003.

SEEBER, G. **Satellite Geodesy: Foundations, Méthodds and Applications.** Berlim, New York: walter de Gruyter, 1993.

SEGANTINE, P.C.L. **Sistema de Posicionamento Global - GPS.** São Carlos. Editora da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2002. 316 p.

SILVA, A.G. O.; AZEVEDO, V.W. B.; SEIXAS, A. **Métodos de Levantamentos Topográficos Planimétricos para o Georreferenciamento de imóveis rurais.** Anais 1º Simpósio de Geotecnologias no Pantanal, Campo Grande. 939-948 P. 2006.

SILVA, D.C.; BOTELHO, F.J.C.; CARVALHO, P.R.C. **Ajustamento de poligonais Levantadas por GPS**. Anais do Congresso Brasileiro de Cartografia. 2003. Belo Horizonte: Sociedade Brasileira de Cartografia.

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

SOUZA, G.C.; ERBA, D.A.; SILVA, C.A.U.; VERONEZ, M.R.; LEANDRO, R.V.; MAIA, T.C.B. **TOPOGRAFIA para Estudantes de Arquitetura, Engenharia e Geologia**. Editora Unisinos – São Leopoldo. Rio Grande do Sul. 2005.

SCHÖDLBAUER, A. **Bezugssysteme und Koordimatentransformationen fuer geodätische und navigatorische Arbeiten mit dem global Positioning System**. In: Das Global Positioning System im praktischen Einsatz der Landes-und Ingenieurvermessung. Schriftreihe des Studienganges Vermessungswesen an der Universitaet der Bundeswehr, Muenchen 1993.

STEWART, M. (2001). **Quality control for RTK GPS surveying**. Perth, 2001. 30 f. Academic lecture (GPS/Geodesy) – Department of Spacial Sciences, Curtin University.

TEIXEIRA, N.N.; FERREIRA, L.D.D. **Análise da Confiabilidade de Redes Geodésicas**. **Boletim de Ciências Geodésicas**. V.9. 2003.

TGO. **Manual do Usuário – Edição Internacional**. Versão 1.5. 2001.

TORGE, W. **Geodaesie**, 2. Aufage, de Gruyter Lehrbuch. 2003 Berlin.

USDA e USDI. **Standards and Guidelines for Cadastral Surveying Using Global Positioning System Methods**. Version 1.0. Washington: Departament of Agricuture - Forest Service United States of the Interior – Bureau of Land Mangament. 2001. Acessado em 8/11/2006. Disponível em <http://www.fig.net>.

WOLF, P. R.; GHILANI, C. D.: **Elementary Surveying: An Introduction to Geomatics**. 3th. New York: John Wiley & Sons Inc., 2006. 564p.

WITTE, B.; SCHMIDT, H.: *Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen*. Neuarbeitete Auflage – Stuttgart: Wittwer, 1995.

VARGAS, R. M. A; SCHAAL, R.E. **Análise da Aplicação do Sistema de Posicionamento Global (GPS) em Levantamento Topográfico de Vias Urbanas**. COBRAC - Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário · UFSC. Florianópolis. Disponível em [http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/cobrac 2002](http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/cobrac%2002). Acesso 19/05/2008.

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

Sites consultados

http://igsceb.jpl.nasa.gov/components/prods_cb.html

<http://www.ibge.gov.br>

http://www.teotec.com.br/software/topografico/topograph/M_Software_topografico_topograph_espec_tec.html

http://www.mundogeo.com.br/noticias-diarias.php?id_noticia=5694

http://www.teomac.com.br/software/desktop_topografia.htm

http://www.teomac.com.br/software/desktop_volumes.htm

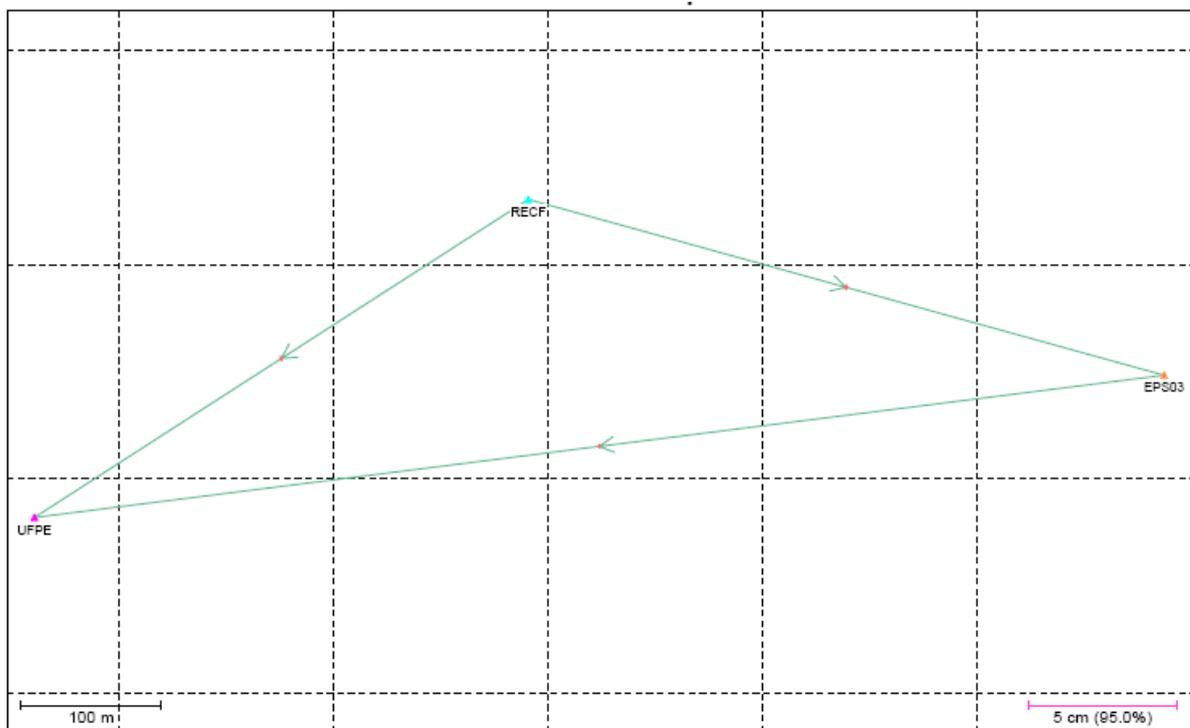
http://www.teomac.com.br/software/desktop_projetos.htm

<http://www.sightgps.com.br/produtos/charpointer/topograph.asp>

<http://www.sightgps.com.br/produtos/charpointer/topograph.asp>

ANEXO 1: DISTRIBUIÇÃO GEOMÉTRICA DOS VETORES LINHAS DE BASE DAS
ESTAÇÕES DE REFERÊNCIA

Distribuição Geométrica dos Vetores Linhas de Base das estações de referência. Fonte:
Programa GrafNet



ANEXO 2 – ÁREA TESTE 1: CAMPO DE PONTOS DE REFERÊNCIA DETERMINADOS
COM GPS

```

*****
* NETWORK - WEIGHTED GPS NETWORK ADJUSTMENT *
* *
* (c) Copyright Waypoint Consulting Inc., (2003) *
* *
* VERSION: 7.00 *
* *
* FILE: C:\Luciene unidade c\PROCESSAMENTO GRAFNET ÁREA 1\RECF E EPS03.

```

net

```
*****
```

DATE(m/d/y): Tue. 3/18/08 TIME: 11:54:03

```
*****
```

```

DATUM:          'WGS84'
GRID:          Grid: UTM, Zone 25
SCALE_FACTOR:  9.4167
CONFIDENCE LEVEL: 95.00 % (Scale factor is 2.4479)

```

```
*****
```

INPUT CONTROL/CHECK POINTS

```
*****
```

STA_ID	TYPE	-- LATITUDE --	-- LONGITUDE --	ELLHGT -	HZ-SD	V-SD
EPS03	GCP-3D	-8 03 07.57598	-34 56 50.66180	4.959	0.00010	0.00010
RECF	GCP-3D	-8 03 03.46970	-34 57 05.45910	20.180	0.00010	0.00010

```
*****
```

INPUT VECTORS

```
*****
```

SESSION NAME	VECTOR(m)	----- Covariance (m) [unscaled] -----
	DX/DY/DZ	standard deviations in brackets
EC04 to P1 (1)	23.5615 47.2595 -53.7103	4.9328e-006 (0.0022) -1.1935e-006 7.6672e-007 (0.0009) -9.6161e-007 4.1864e-007 5.0227e-007 (0.0007)
EC04 to P2 (1)	52.6638 89.8937 -56.7862	9.7971e-006 (0.0031) -1.2077e-006 8.0851e-007 (0.0009) -2.6237e-006 5.6738e-007 1.2946e-006 (0.0011)
EC04 to P4 (1)	41.4560 56.1798 13.8819	6.4074e-006 (0.0025) -2.1711e-006 1.5495e-006 (0.0012) -1.4212e-006 4.8417e-007 7.8350e-007 (0.0009)
EPS03 to P1 (1)	-335.0255 -483.2879 27.3577	2.8941e-006 (0.0017) -1.1672e-006 1.0986e-006 (0.0010) -6.9052e-007 3.0615e-007 3.7589e-007 (0.0006)
EPS03 to P2 (1)	-305.9475 -440.6456 24.2847	1.0330e-005 (0.0032) -1.2852e-006 8.5264e-007 (0.0009) -2.7742e-006 6.0231e-007 1.3655e-006 (0.0012)
EPS03 to P3 (1)	-272.0078 -391.0323 20.5855	5.6726e-006 (0.0024) -4.3433e-006 4.1870e-006 (0.0020) -1.6126e-007 1.9695e-007 6.0568e-007 (0.0008)
EPS03 to P4 (1)	-317.1179 -474.3746 94.9479	8.8930e-007 (0.0009) -5.7252e-007 7.3939e-007 (0.0009) -1.7244e-007 1.3914e-007 3.5457e-007 (0.0006)
P1 to P2 (1)	29.0985 42.6336 -3.0796	7.7839e-006 (0.0028) -2.3296e-006 1.9290e-006 (0.0014) -1.0034e-006 3.3854e-007 7.4590e-007 (0.0009)

P1 to P4 (1)	17.9035	1.7775e-006 (0.0013)			
	8.9088	-8.1446e-007 7.7002e-007 (0.0009)			
	67.5875	-3.1186e-007 1.5249e-007 2.7592e-007 (0.0005)			
P2 to P3 (1)	33.9073	9.2766e-006 (0.0030)			
	49.6297	-6.1109e-006 4.8850e-006 (0.0022)			
	-3.6950	-5.7288e-007 5.0374e-007 5.2036e-007 (0.0007)			
P2 to P4 (1)	-11.2024	1.6956e-006 (0.0013)			
	-33.7161	-8.6584e-007 7.7127e-007 (0.0009)			
	70.6676	-2.0430e-007 1.5115e-007 1.9706e-007 (0.0004)			
P3 to P4 (1)	-45.1017	1.7450e-005 (0.0042)			
	-83.3493	-1.6885e-005 1.7393e-005 (0.0042)			
	74.3610	-3.1694e-006 3.2876e-006 1.0865e-006 (0.0010)			
RECF to EC04 (1)	-125.8648	2.3394e-006 (0.0015)			
	-140.4198	-7.7014e-007 6.2209e-007 (0.0008)			
	-41.7096	-3.7396e-007 1.2519e-007 2.8349e-007 (0.0005)			
RECF to EPS03 (1)	232.7178	8.7506e-007 (0.0009)			
	390.1276	-4.3920e-007 4.4065e-007 (0.0007)			
	-122.7748	-1.1246e-007 8.8866e-008 1.3185e-007 (0.0004)			
RECF to P1 (1)	-102.3157	9.3268e-007 (0.0010)			
	-93.1531	-4.7530e-007 4.6549e-007 (0.0007)			
	-95.4136	-1.4274e-007 8.3219e-008 1.6443e-007 (0.0004)			
RECF to P2 (1)	-73.2028	4.7081e-006 (0.0022)			
	-50.5221	-1.4573e-006 1.4049e-006 (0.0012)			
	-98.4960	-4.4595e-007 1.5219e-007 4.8641e-007 (0.0007)			
RECF to P3 (1)	-39.2952	1.3137e-005 (0.0036)			
	-0.9114	-1.2048e-005 1.1965e-005 (0.0035)			
	-102.1917	-2.0502e-006 2.0453e-006 8.1449e-007 (0.0009)			
RECF to P4 (1)	-84.4146	7.8294e-007 (0.0009)			
	-84.2381	-4.5166e-007 4.1052e-007 (0.0006)			
	-27.8260	-1.4199e-007 8.2297e-008 1.1907e-007 (0.0003)			

 OUTPUT VECTOR RESIDUALS (East, North, Height - Local Level)

SESSION NAME	-- RE --	-- RN --	-- RH --	-- PPM --	DIST	STD
	(m)	(m)	(m)		(km)	(m)
EC04 to P1 (1)	0.0000	0.0025	-0.0068	96.814	0.1	0.0076
EC04 to P2 (1)	-0.0024	-0.0007	-0.0058	53.142	0.1	0.0106
EC04 to P4 (1)	-0.0010	0.0001	0.0050	72.078	0.1	0.0091
EPS03 to P1 (1)	0.0025	0.0010	-0.0053	10.035	0.6	0.0064
EPS03 to P2 (1)	0.0074	-0.0017	0.0205	40.689	0.5	0.0109
EPS03 to P3 (1)	-0.0010	-0.0020	-0.0105	22.512	0.5	0.0099
EPS03 to P4 (1)	-0.0003	-0.0016	-0.0083	14.585	0.6	0.0043
P1 to P2 (1)	0.0003	0.0008	0.0033	65.266	0.1	0.0099
P1 to P4 (1)	0.0032	0.0003	-0.0026	58.717	0.1	0.0052
P2 to P3 (1)	-0.0033	0.0006	0.0052	102.287	0.1	0.0118
P2 to P4 (1)	0.0001	0.0005	0.0051	64.724	0.1	0.0050
P3 to P4 (1)	0.0016	0.0003	-0.0088	73.973	0.1	0.0184
RECF to EC04 (1)	-0.0009	0.0007	-0.0053	28.040	0.2	0.0055
RECF to EPS03 (1)	-0.0008	0.0000	-0.0029	6.419	0.5	0.0037
RECF to P1 (1)	0.0004	-0.0009	0.0029	18.142	0.2	0.0038
RECF to P2 (1)	-0.0055	0.0007	-0.0074	69.770	0.1	0.0079
RECF to P3 (1)	0.0067	0.0005	-0.0133	136.168	0.1	0.0156
RECF to P4 (1)	-0.0001	-0.0000	0.0057	46.936	0.1	0.0035

RMS	0.0031	0.0011	0.0081			

\$ - This session is flagged as a 3-sigma outlier

```
*****
CONTROL POINT RESIDUALS (ADJUSTMENT MADE)
*****
```

STA. NAME	-- RE -- (m)	-- RN -- (m)	-- RH -- (m)
EPS03	-0.0000	-0.0000	-0.0000
RECF	0.0000	0.0000	0.0000

RMS	0.0000	0.0000	0.0000

```
*****
OUTPUT STATION COORDINATES (LAT/LONG/HT)
*****
```

STA_ID	-- LATITUDE --	-- LONGITUDE --	- ELLHGT -
EC04	-8 03 04.91754	-34 57 11.57289	3.5238
EPS03	-8 03 07.57598	-34 56 50.66180	4.9590
P1	-8 03 06.68394	-34 57 09.86699	3.3528
P2	-8 03 06.78579	-34 57 08.18130	3.2183
P3	-8 03 06.90778	-34 57 06.21849	3.1066
P4	-8 03 04.46195	-34 57 09.29343	3.3596
RECF	-8 03 03.46970	-34 57 05.45910	20.1800

```
*****
OUTPUT STATION COORDINATES (GRID)
*****
```

STA_ID	- EASTING - (m)	- NORTHING - (m)	- ELLHGT - (m)
EC04	284744.0254	9109509.5142	3.5238
EPS03	285384.7998	9109430.8853	4.9590
P1	284796.5266	9109455.4892	3.3528
P2	284848.1642	9109452.6063	3.2183
P3	284908.2917	9109449.1449	3.1066
P4	284813.7653	9109523.8461	3.3596
RECF	284931.0432	9109554.8946	20.1800

```
*****
OUTPUT STATION COORDINATES (ECEF)
*****
```

STA_ID	---- X ---- (m)	---- Y ---- (m)	---- Z ---- (m)
EC04	5176462.7839	-3618302.5806	-887405.6277
EPS03	5176821.3684	-3617772.0345	-887486.6939
P1	5176486.3402	-3618255.3174	-887459.3345
P2	5176515.4416	-3618212.6855	-887462.4138
P3	5176549.3513	-3618163.0615	-887466.1089
P4	5176504.2434	-3618246.4045	-887391.7464
RECF	5176588.6534	-3618162.1630	-887363.9195

```
*****
OUTPUT VARIANCE/COVARIANCE
*****
```

STA_ID	SE/SN/SUP (95.00 %)	CX matrix (m) (not scaled by confidence level) (m) (ECEF, XYZ cartesian)			
EC04	0.0036	1.0483e-005			
	0.0023	-2.9636e-006	2.2890e-006		
	0.0081	-2.0825e-006	7.6470e-007	1.3209e-006	

```
EPS03      0.0002  9.9483e-009
           0.0002 -4.5964e-011  9.9026e-009
           0.0002 -1.7071e-011  1.9858e-011  9.8309e-009

P1         0.0022  4.2041e-006
           0.0017 -1.8456e-006  1.7527e-006
           0.0056 -7.8859e-007  4.1181e-007  6.6148e-007

P2         0.0029  6.2787e-006
           0.0021 -2.1545e-006  2.0208e-006
           0.0065 -9.8872e-007  5.2551e-007  9.3676e-007

P3         0.0033  1.9364e-005
           0.0029 -1.5721e-005  1.5166e-005
           0.0140 -2.0813e-006  2.0226e-006  1.5598e-006

P4         0.0017  2.7081e-006
           0.0016 -1.5095e-006  1.5174e-006
           0.0048 -4.7803e-007  2.9559e-007  5.0891e-007

RECF      0.0002  9.9483e-009
           0.0002 -4.5964e-011  9.9026e-009
           0.0002 -1.7071e-011  1.9858e-011  9.8309e-009
```

```
*****
VARIANCE FACTOR = 1.0008
```

```
Note: Values < 1.0 indicate statistics are pessimistic, while
      values > 1.0 indicate optimistic statistics. Entering this
      value as the network adjustment scale factor will bring
      variance factor to one.
```

```
*****
```

ANEXO 3 – ÁREA TESTE 1: CAMPO DE PONTOS DE REFERÊNCIA DETERMINADO
COM ESTAÇÃO TOTAL

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
EC04			0,000	0,000		

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P4		0°00'00,000"				71,184		
Vante	P1		57°26'01,300"				75,315		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P1						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	EC04		0°00'00,000"				75,315		
Vante	P2		137°24'36,700"				51,706		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P2						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P1		0°00'00,000"				51,706		
Vante	P3		180°01'49,600"				60,210		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P3						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P2		0°00'00,000"				60,210		
Vante	P4		35°03'20,000"				120,439		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P4			9.109.523,846	284.813,765	3,360	

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P3		0°00'00,000"				120,439		
Vante	EC04		130°04'19,600"				71,184		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
EC04			9.109.509,514	284.744,025	3,524	

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P4		0°00'00,000"				71,184		
Vante	P1		57°26'01,300"				75,315		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P1						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	EC04		0°00'00,000"				75,315		
Vante	P2		137°24'36,700"				51,706		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P2						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P1		0°00'00,000"				51,706		
Vante	P3		180°01'49,600"				60,210		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P3						

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P2		0°00'00,000"				60,210		
Vante	P4		35°03'20,000"				120,439		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
P4			9.109.523,846	284.813,765	3,360	

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	P3		0°00'00,000"				120,439		
Vante	EC04		130°04'19,600"				71,184		

Estação	DH	Desnível	Azimute	Norte	Este	Cota	Descrição
EC04							
			90°00'00,000"				
P1				0,000	75,315		
	51,706		47°24'33,009"				
P2				34,992	113,381		
	60,210		47°26'23,995"				
P3				75,716	157,730		
	120,441		62°29'51,294"				
P4				59,990	38,320		
	71,184		12°34'09,419"				
EC04				0,001	0,001		
	75,314		90°00'02,250"				
P1				0,000	75,315		
			70°00'00,000"				
EC04							

	Observados	Compensados
Perímetro	378,8540 m	378,8547 m
Área	6.130,5273 m ²	6.130,8132 m ²

	Erros	Tolerâncias	Fora
Angular	0°00'07,199"		
Relativo	1:42998		
Linear	0,0088 m		
Eixo Norte	-0,0064 m		
Eixo Este	0,0061 m		
Altimétrico			

Estação	DH	Desnível	Azimute	Norte	Este	Cota	Descrição
P4							
			258°23'13,362"				
EC04				9.109.509,514	284.744,025	3,524	
	75,313		135°49'07,044"				
P1				9.109.455,504	284.796,513		
	51,706		93°13'47,787"				
P2				9.109.452,591	284.848,137		
	60,210		93°15'35,940"				
P3				9.109.449,167	284.908,249		
	120,442		308°19'01,215"				
P4				9.109.523,842	284.813,752		
	71,184		258°23'15,720"				
EC04				9.109.509,514	284.744,025		
			78°23'13,362"				
P4							

	Observados	Compensados
Perímetro	378,8540 m	378,8543 m
Área	6.130,0478 m ²	6.130,7256 m ²

	Erros	Tolerâncias	Fora
Angular	0°00'07,200"		
Relativo	1:42997		
Linear	0,0088 m		
Eixo Norte	-0,0088 m		
Eixo Este	-0,0003 m		
Altimétrico			

Ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados - Modelo Paramétrico

São conhecidas as coordenadas dos vértices P2 e P4 e foram observadas as distâncias dos mesmos a estação desconhecida PN.

Caderneta de campo; ângulos e distâncias observadas com o respectivo erro médio quadrático:

Calcular as coordenadas ajustadas da estação EC04, bem como a precisão dessas coordenadas, das observações ajustadas e dos resíduos:

Pontos Fixos		
Pt°	X (m)	Y (m)
P2	9109452,606	284848,164
P4	9109523,846	284813,765

Distâncias		Precisões	
ℓi	Dist (m)	σi	σi (m)
D1	118,659	2mm+2ppm	0,00559
D2	71,184	2mm+2ppm	0,00536

Ângulos (Base)		±σi (")
ℓi	Grau Dec.	
α1	35,5708	5,0
α2	104,1497	5,0

1. CÁLCULO DOS PARÂMETROS APROXIMADOS E EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO:

$$x_n = \frac{x_2 \cdot \tan \alpha_2 + x_1 \cdot \tan \alpha_1 + \Delta y \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2}$$

$$y_n = \frac{y_2 \cdot \tan \alpha_2 + y_1 \cdot \tan \alpha_1 - \Delta x \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2}$$

PARÂMETROS APROXIMADOS (PN)		
Pt°	X (m)	Y (m)
EC04	9109509,5036	284744,0448

MODELO MATEMÁTICO: $X_a = [x_a \ y_a]^T$
$\ell_{ai} = \ell_{bi} + v_i = [(x_i - x_a)^2 + (y_i - y_a)^2]^{1/2}; (i = 1,2)$
$\ell_{ai} = \ell_{bi} + v_i = \text{tg}^{-1}[(x_{i+1} - x_a) / (y_{i+1} - y_a)] - \text{tg}^{-1}[(x_i - x_a) / (y_i - y_a)]; (i = 3,4)$

2. LINEARIZAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE OBSERVAÇÃO: $A \cdot X + L = V$

a) Cálculo da matriz L, onde $L_a = F(X_a)$:

$$\begin{aligned} \ell_{i1} &= 118,651 \text{ m} \\ \ell_{i2} &= 71,180 \text{ m} \\ \ell_{i3} &= 35,5708^\circ \\ \ell_{i4} &= 75,8503^\circ \end{aligned}$$

$$L_0 = \begin{bmatrix} 118,651 \\ 71,180 \\ 35,5708 \\ 75,8503 \end{bmatrix}$$

$$L_b = \begin{bmatrix} 118,659 \\ 71,184 \\ 35,5708 \\ 104,1497 \end{bmatrix}$$

$$L = L_0 - L_b \rightarrow L = \begin{bmatrix} -0,007646 \\ -0,003865 \\ 0 \\ -28 \end{bmatrix}$$

b) Cálculo da matriz A (coeficiente das incógnitas):

	Xo	Yo	
A =	0,479536	-0,877522	ℓi1
	-0,201495	-0,979490	ℓi2
	-1525,494	-833,630	ℓi3
	2838,351	-583,888	ℓi4

$$A_t = \begin{bmatrix} 0,47953592 & -0,2014946 & -1525,4942 & 2838,351439 \\ -0,8775222 & -0,9794896 & -833,63047 & -583,8882725 \end{bmatrix}$$

3. APLICAÇÃO DO MMQ E FORMAÇÃO DAS EQUAÇÕES NORMAIS

a) Matriz dos pesos: $P = Q^{-1} = \sigma_0^2 \cdot \sum L_b^{-1}$ onde $\sigma_0^2 = 1$

P =	31964,25225	0	0	0
	0	34860,35754	0	0
	0	0	0,04000	0
	0	0	0	0,04000

$$P \cdot A = \begin{bmatrix} 15328,007 & -28049,343 \\ -7024,174 & -34145,359 \\ -61,020 & -33,345 \\ 113,534 & -23,356 \end{bmatrix}$$

$$P \cdot L = \begin{bmatrix} -244,3881129 \\ -134,7484207 \\ -2,70006E-11 \\ -1,13E+00 \end{bmatrix}$$

$$P \cdot V = \begin{bmatrix} 106,678848 \\ 103,911091 \\ -4,58E-05 \\ -2,757E-05 \end{bmatrix}$$

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

$$N = At.P.A \begin{vmatrix} 424100,525 & -21993,828 \\ -21993,828 & 99493,558 \end{vmatrix} \quad N^{-1} = \begin{vmatrix} 2,39E-06 & 5,27E-07 \\ 5,27E-07 & 1,02E-05 \end{vmatrix}$$

c) Cálculo de $U = At.P.L$

$$U = \begin{vmatrix} -3302,99 \\ 1007,39 \end{vmatrix}$$

d) Cálculo das Equações Normais $X = -N^{-1}.U$

$$X = \begin{vmatrix} 0,007347 \\ -0,008501 \end{vmatrix}$$

$$X_t = \begin{vmatrix} 0,007347 & -0,008501 \end{vmatrix}$$

$$X = \begin{vmatrix} 7,35 \\ -8,50 \end{vmatrix}$$

4. ESTIMAÇÃO DO VETOR DOS PARÂMETROS CORRIGIDOS

$$X_a = X_o + X = \begin{vmatrix} 9109509,511 \\ 284744,036 \end{vmatrix}$$

Coordenadas Ajustadas da Estação PN:

Pt°	X (m)	Y (m)
PN	9109509,511	284744,036

5. CÁLCULO DOS RESÍDUOS: $V = A.X + L$

$$A.X = \begin{vmatrix} 0,010983 \\ 0,006846 \\ -4,121686 \\ 25,818002 \end{vmatrix}$$

$$V = \begin{vmatrix} 0,003337 \\ 0,002981 \\ -0,001145 \\ -0,000689 \end{vmatrix} \text{ m}$$

6. CÁLCULO DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS: $La = Lb + V$

$$La = \begin{vmatrix} 118,662 \\ 71,187 \\ 35,570 \\ 104,149 \end{vmatrix} \text{ m}$$

7. VARIÂNCIA DA OBSERVAÇÃO DE PESO UNITÁRIO (A POSTERIORI):

$$Vt.P.V = \begin{vmatrix} 0,665771 \end{vmatrix}$$

$$Vt = \begin{vmatrix} 0,00333744 & 0,00298078 & -0,001144913 & -0,0006893 \end{vmatrix}$$

$$\sigma_{\hat{\delta}}^2 = \frac{Vt.P.V}{n - u} \rightarrow \sigma_{\hat{\delta}}^2 = 0,333$$

$$n (\text{obser}) = 4 \quad u (\text{incog}) = 2$$

8. MATRIZ VARIÂNCIA-COVARIÂNCIA DOS PARÂMETROS AJUSTADOS:

$$\Sigma X_a = \Sigma XX = \sigma_{\hat{\delta}}^2 . N^{-1} \rightarrow \begin{vmatrix} 7,94E-07 & 1,76E-07 \\ 1,76E-07 & 3,38E-06 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$

9. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DAS OBSERVAÇÕES AJUSTADAS:

$$\Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{vmatrix} 2,26736E-07 & -3,3192E-07 & -0,0013576 & 0,00215123 \\ -2,88589E-06 & -3,3505E-06 & -0,0030893 & -0,001478 \end{vmatrix} \quad \Sigma_{LaLa} = A.\Sigma_{xx}.At \rightarrow \begin{vmatrix} 2,64E-06 & 2,78E-06 & 2,06E-03 & 2,33E-03 \\ 2,78E-06 & 3,35E-06 & 3,30E-03 & 1,01E-03 \\ 2,06E-03 & 3,30E-03 & 4,65E+00 & -2,05E+00 \\ 2,33E-03 & 1,01E-03 & -2,05E+00 & 6,97E+00 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$

10. MATRIZ VARIÂNCIA E COVARIÂNCIA DOS RESÍDUOS:

Matriz Variância e Covariância das Observações (Σ_{LbLb}):

$$\Sigma_{LbLb} = \sigma_0^2 * P^{-1} \rightarrow \begin{vmatrix} 0,000031 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,000029 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 25 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 25 \end{vmatrix}$$

$$\Sigma_{vv} = \Sigma_{LbLb} - \Sigma_{LaLa} \begin{vmatrix} 0,000029 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,000025 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 20,354 & 2 \\ 0 & 0 & 2 & 18,031 \end{vmatrix} \text{ (m}^2\text{)}$$

Example 18.1

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
EC04	284,744.025	9,109,509.514	-0.000	-0.002
P1	284,796.527	9,109,455.489	-0.002	0.001
P4	284,813.765	9,109,523.846	0.002	0.001

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69708 ±	0.00004	t-value:	15979.94
b =	-0.71727 ±	0.00004	t-value:	16442.87
Tx =	284744.025 ±	0.003	t-value:	109096219.38
Ty =	9109509.512 ±	0.003	t-value:	3490198079.76

Rotation = 314°10'55.2"

Scale = 1.00019

Adjustment's Reference Variance = 0.0000

Transformed Points

POINT	X	Y	±Sx	±Sy
P2	284,848.165	9,109,452.580	0.004	0.004

Matrices are listed in file C:\DISSERTAÇÃO 06 2008\AJUSTAMENTO ÁREA 1 INTERSEÇÃO E TRANSFORMAÇÃO\REDE\TRAF. de Similari dade Rede Q1\Transformação de similari dade EC04 P1 P4\Example 18.1.MAT

Example 18.3

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
EC04	284,744.025	9,109,509.514	-0.003	-0.004
P1	284,796.527	9,109,455.489	0.001	0.012
P2	284,848.164	9,109,452.606	0.002	-0.007

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69715 ±	0.00012	t-value:	5736.47
b =	-0.71711 ±	0.00012	t-value:	5900.71
Tx =	284744.022 ±	0.010	t-value:	28874528.30
Ty =	9109509.510 ±	0.010	t-value:	923751753.97

Rotation = 314°11'29.2"

Scale = 1.00013

Adjustment's Reference Variance = 0.0001

Transformed Points

POINT	X	Y	±Sx	±Sy
P4	284,813.758	9,109,523.856	0.009	0.009

Matrices are listed in file C:\DISSERTAÇÃO 06 2008\AJUSTAMENTO ÁREA 1 INTERSEÇÃO E TRANSFORMAÇÃO\REDE\TRAF. de Similari dade Rede Q1\Transformação de similari dade P1 EC04 P3\Example 18.1.MAT

Example 18.4

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
P1	284,796.527	9,109,455.489	0.005	0.008
P4	284,813.765	9,109,523.846	-0.006	0.000
P2	284,848.164	9,109,452.606	0.001	-0.009

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69711 ±	0.00015	t-value:	4560.01
b =	-0.71702 ±	0.00015	t-value:	4690.25
Tx =	284744.030 ±	0.014	t-value:	20477316.29
Ty =	9109509.499 ±	0.014	t-value:	655108756.46

Rotation = 314°11'36.1"

Scale = 1.00003

Adjustment's Reference Variance = 0.0001

Transformed Points

POINT	X	Y	±Sx	±Sy
ECO4	284,744.030	9,109,509.499	0.014	0.014

Matrices are listed in file C:\DISSERTAÇÃO 06 2008\AJUSTAMENTO ÁREA 1 INTERSEÇÃO E TRANSFORMAÇÃO\REDE\TRAF. de Similariade Rede Q1\Transformação de similariadeP1 P4 P1 P2\Example 18.1.MAT

Example 18.11

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
EC04	744.025	509.514	0.005	-0.003
P2	848.164	452.606	-0.001	-0.005
P4	813.765	523.846	-0.004	0.008

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69706 ±	0.00009	t-value:	7794.12
b =	-0.71708 ±	0.00009	t-value:	8017.89
Tx =	744.030 ±	0.007	t-value:	104130.18
Ty =	509.511 ±	0.007	t-value:	71308.29

Rotation = 314°11'21.2"

Scale = 1.00005

Adjustment's Reference Variance = 0.0001

Transformed Points

POINT	X	Y	±Sx	±Sy
P1	796.530	455.505	0.006	0.006

Matrices are listed in file C:\DISSERTAÇÃO 06 2008\AJUSTAMENTO ÁREA 1 INTERSEÇÃO E TRANSFORMAÇÃO\REDE\TRAF. de Similari dade Rede Q1\Transformação de similari dade EC04 P2 P4\Example 18.1.MAT

ANEXO 4 – ÁREA TESTE 1: DETERMINAÇÃO DO CAMPO DE PONTOS-OBJETO

Example 18.1

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

A matrix
matrix

L

38.298	-60.013	1.000	0.000	813.765
60.013	38.298	0.000	1.000	523.846
113.367	-35.002	1.000	0.000	848.164
35.002	113.367	0.000	1.000	452.606
157.942	-75.902	1.000	0.000	908.292
75.902	157.942	0.000	1.000	449.145

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
P4	813.765	523.846	0.028	-0.042
P2	848.164	452.606	-0.094	0.037
P3	908.292	449.145	0.066	0.005

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69526 ±	0.00102	t-value:	679.13
b =	-0.71630 ±	0.00102	t-value:	699.68
Tx =	744.179 ±	0.132	t-value:	5638.98
Ty =	509.512 ±	0.132	t-value:	3860.80

Rotation = 314°08' 46.1"
Scale = 0.99823

Adjustment's Reference Variance = 3.4220

Transformed Points

POINT	X	Y	±Sx	±Sy
1	889.564	477.598	0.063	0.063
2	888.776	477.747	0.063	0.063
3	891.293	491.648	0.066	0.066
4	882.931	492.904	0.062	0.062
5	880.406	478.950	0.059	0.059
6	879.580	479.062	0.058	0.058
7	882.256	493.840	0.062	0.062
8	892.238	492.311	0.067	0.067
9	874.570	479.837	0.057	0.057
1	864.696	481.295	0.054	0.054
11	864.827	482.092	0.055	0.055
12	874.129	480.563	0.057	0.057
13	874.961	486.912	0.058	0.058
14	870.781	487.634	0.057	0.057
15	871.047	488.346	0.057	0.057
16	875.328	487.597	0.058	0.058
17	876.487	494.670	0.061	0.061
18	877.278	494.636	0.061	0.061
19	859.841	481.921	0.054	0.054
20	849.871	483.387	0.055	0.055
21	859.163	482.854	0.054	0.054
22	850.870	484.104	0.055	0.055
23	860.272	489.001	0.055	0.055
24	851.984	490.183	0.056	0.056
25	851.243	491.164	0.056	0.056
26	851.984	490.183	0.056	0.056
27	861.709	496.794	0.058	0.058

Examp l e 18. 1

28	862. 485	496. 677	0. 058	0. 058
29	844. 936	484. 117	0. 056	0. 056
33	845. 389	491. 148	0. 057	0. 057
34	841. 423	491. 742	0. 058	0. 058
35	841. 597	492. 556	0. 058	0. 058
36	845. 536	491. 950	0. 057	0. 057
37	846. 651	498. 121	0. 059	0. 059
38	837. 582	499. 426	0. 062	0. 062

I NVERSE MATR I X

0. 00000031	-0. 00000000	-0. 00003161	-0. 00001745
-0. 00000000	0. 00000031	0. 00001745	-0. 00003161
-0. 00003161	0. 00001745	0. 00508949	-0. 00000000
-0. 00001745	-0. 00003161	-0. 00000000	0. 00508949

Example 18.2

Two Dimensional Conformal Coordinate Transformation from file: Example 18.1.dat

Survey transformation

$$ax - by + Tx = X + VX$$

$$bx + ay + Ty = Y + VY$$

Transformed Control Points

POINT	X	Y	VX	VY
P4	813.812	523.829	0.009	-0.041
P2	848.162	452.622	-0.062	0.057
P3	908.302	449.222	0.053	-0.016

Transformation Parameters, estimated errors, and t-values

a =	0.69508 ±	0.00085	t-value:	818.13
b =	-0.71567 ±	0.00085	t-value:	842.36
Tx =	744.251 ±	0.110	t-value:	6795.53
Ty =	509.483 ±	0.110	t-value:	4651.93

Rotation = 314°09' 49.5"

Scale = 0.99766

Adjustment's Reference Variance = 2.3568

Transformed Points

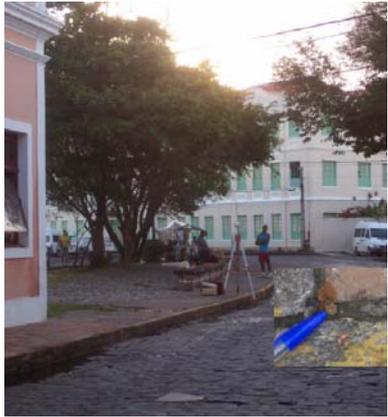
POINT	X	Y	±Sx	±Sy
1	889.562	477.632	0.052	0.052
2	888.775	477.781	0.052	0.052
3	891.287	491.675	0.055	0.055
4	882.928	492.927	0.052	0.052
5	880.410	478.981	0.049	0.049
6	879.584	479.092	0.049	0.049
7	882.254	493.862	0.052	0.052
8	892.231	492.337	0.056	0.056
9	874.576	479.865	0.047	0.047
1	864.708	481.319	0.045	0.045
11	864.839	482.116	0.045	0.045
12	874.136	480.591	0.047	0.047
13	874.965	486.936	0.048	0.048
14	870.787	487.657	0.047	0.047
15	871.053	488.368	0.047	0.047
16	875.332	487.621	0.048	0.048
17	876.488	494.690	0.050	0.050
18	877.279	494.656	0.050	0.050
19	859.855	481.943	0.045	0.045
20	849.891	483.405	0.045	0.045
21	859.177	482.876	0.045	0.045
22	850.889	484.122	0.045	0.045
23	860.284	489.019	0.046	0.046
24	852.000	490.198	0.046	0.046
25	851.259	491.178	0.047	0.047
26	852.000	490.198	0.046	0.046
27	861.718	496.808	0.048	0.048
28	862.493	496.691	0.048	0.048
29	844.958	484.134	0.046	0.046
33	845.409	491.161	0.047	0.047
34	841.445	491.753	0.048	0.048
35	841.619	492.567	0.048	0.048
36	845.556	491.962	0.048	0.048
37	846.669	498.130	0.049	0.049
38	837.604	499.432	0.052	0.052

ANEXO 5: MONOGRAFIA DO CAMPO DE PONTOS DE REFERÊNCIA – SÍTIO
HISTÓRICO DE OLINDA

Campo de Pontos de Referência Localizados na Cidade de Olinda

Município	Descrição do Vértice	Identificação do vértice	Coordenadas Geodésicas
<p style="text-align: center;">Sitio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralelepípedo, localizado em frente a capela na Interseção da Rua Bernardo Vieira de Melo com a Rua Travessa do Bom</p>	<p style="text-align: center;">BVM</p>	<p style="text-align: center;">Latitude -8 00 58,25218</p> <p style="text-align: center;">Longitude -34 51 09,58459</p>
<p style="text-align: center;">Sitio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralelepípedo, localizado em frente do Mercado da Ribeira.</p>	<p style="text-align: center;">MR</p>	<p style="text-align: center;">Latitude -8 00 56,67227</p> <p style="text-align: center;">Longitude -34 51 10,15654</p>
<p style="text-align: center;">Sitio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada da casa de nº 105, localizada na Rua Bernardo Vieira de Melo,</p>	<p style="text-align: center;">EB-105</p>	<p style="text-align: center;">Latitude -8 00 55,05636</p> <p style="text-align: center;">Longitude -34 51 10,50261</p>

<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralelepípedo, localizado na esquina da casa nº 458 na interseção da Rua Ladeira da Misericórdia com a Rua Prudente de Moraes</p>	<p>Q-458</p>	<p>Latitude -8 00 52,99425</p> <p>Longitude -34 51 09,95570</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no paralelepípedo da quina da calçada da casa de nº 62, na interseção da Rua Ladeira da Misericórdia com a Rua Bom Fim.</p>	<p>Q-62</p>	<p>Latitude -8 00 50,98880</p> <p>Longitude -34 51 09,19213</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no asfalto de paralelepípedo na interseção da Rua 13 de Maio com a Rua Bica dos Quatros Cantos, em frente à esquina da casa de nº60.</p>	<p>Q-60</p>	<p>Latitude -8 00 50,42769</p> <p>Longitude -34 51 10,28687</p>

<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado no piso, localizado na Lateral Esquerda da casa de nº 155 na quina do Muro na interseção da Rua Saldanha Marinho com a Rua Ladeira da Misericórdia.</p>	<p>IGRM</p>	<p>Latitude -8 00 47,90707</p> <p>Longitude -34 51 08,21589</p>
<p>Sítio Histórico de Olinda</p> 	<p>Pino metálico cravado na calçada, localizado na lateral esquerda da casa de nº 799, situada na Rua Bispo Coutinho.</p>	<p>ART</p>	<p>Latitude -8 00 46,42496</p> <p>Longitude -34 51 04,53899</p>

ANEXO 6 - ÁREA TESTE 2 – SÍTIO HISTÓRICO DE OLINDA: PROCESSAMENTO DO
CAMPO DE PONTOS DE REFERÊNCIA

```

*****
* NETWORK - WEIGHTED GPS NETWORK ADJUSTMENT *
* *
* (c) Copyright Waypoint Consulting Inc., (2003) *
* *
* VERSION: 7.00 *
* *
* FILE: t.net *
*****

```

DATE(m/d/y): Fri. 8/01/08 TIME: 13:48:27

```

DATUM:          'WGS84'
GRID:           Grid: UTM, Zone 25
SCALE_FACTOR:   115.9774
CONFIDENCE LEVEL: 95.00 % (Scale factor is 2.4479)

```

INPUT CONTROL/CHECK POINTS

STA_ID	TYPE	-- LATITUDE --	-- LONGITUDE --	ELLHGT -	HZ-SD	V-SD
RECF	GCP-3D	-8 03 03.46970	-34 57 05.45910	20.180	0.00010	0.00010
UFPE	GCP-3D	-8 03 10.89716	-34 57 16.95422	49.183	0.00010	0.00010

INPUT VECTORS

SESSION NAME	VECTOR(m)	----- Covariance (m) [unscaled] -----
	DX/DY/DZ	standard deviations in brackets
ART to BVM (1)	-150.3112 -83.6047 -356.2952	5.9821e-006 (0.0024) 6.4138e-006 (0.0025) -2.5677e-007 6.4915e-007 (0.0008)
ART to IGRM (1)	-73.1162 -86.2888 -44.4774	2.9123e-006 (0.0017) 8.3120e-007 (0.0009) 9.0804e-008 7.9701e-007 (0.0009)
ART to MR (2)	-154.6542 -101.9102 -308.2446	3.4869e-005 (0.0059) 3.5608e-006 (0.0019) 4.6798e-007 1.0434e-006 (0.0010)
BVM to MR (1)	-4.3570 -18.3097 48.0462	2.1824e-005 (0.0047) 9.1942e-006 (0.0030) 6.0716e-006 (0.0025)
BVM to IGRM (1)	77.1985 -2.6837 311.8101	2.6609e-006 (0.0016) 2.1230e-006 (0.0015) 3.2411e-007 6.2903e-007 (0.0008)
IGRM to MR (1)	-81.5779 -15.6263 -263.7630	5.1587e-006 (0.0023) 7.5099e-007 (0.0009) -8.0352e-008 7.1131e-007 (0.0008)
RECF to ART (1)	6830.8998 8709.8601 4164.5763	7.2861e-006 (0.0027) 2.0795e-006 (0.0014) 2.2718e-007 1.9940e-006 (0.0014)
RECF to ART (2)	6830.9685 8709.8356 4164.5820	2.0465e-005 (0.0045) 1.6078e-005 (0.0040) -7.9407e-007 1.3216e-006 (0.0011)

```

RECF to ART (3)      6830.9150  8.9427e-006 (0.0030)
                    8709.8486 -5.3937e-006 8.5354e-006 (0.0029)
                    4164.5821 -9.9586e-007 1.2139e-006 1.2572e-006 (0.0011)

RECF to ART (4)      6830.9319  6.6728e-006 (0.0026)
                    8709.8538 -2.8558e-006 2.5354e-006 (0.0016)
                    4164.5703 -1.1787e-006 7.6189e-007 9.9926e-007 (0.0010)

RECF to BVM (1)      6680.6084  4.2785e-006 (0.0021)
                    8626.2557 -3.6085e-006 5.7893e-006 (0.0024)
                    3808.2937 -6.1703e-007 1.1377e-006 1.6265e-006 (0.0013)

RECF to BVM (2)      6680.6170  2.5548e-006 (0.0016)
                    8626.2445 -1.6056e-006 1.9040e-006 (0.0014)
                    3808.2823 -5.6762e-007 2.6882e-007 5.7846e-007 (0.0008)

RECF to IGRM (1)     6757.7846  4.1252e-006 (0.0020)
                    8623.5708 -2.0461e-006 1.6634e-006 (0.0013)
                    4120.1046 -1.0159e-006 4.8170e-007 8.6583e-007 (0.0009)

RECF to IGRM (2)     6757.7957  5.5758e-006 (0.0024)
                    8623.5679 -1.3160e-006 5.7737e-006 (0.0024)
                    4120.1047 -1.4043e-006 6.7490e-007 1.6754e-006 (0.0013)

RECF to MR (1)       6676.2307  2.9116e-006 (0.0017)
                    8607.9636 -8.9323e-007 1.2526e-006 (0.0011)
                    3856.3420 -5.7374e-007 1.9818e-007 4.8994e-007 (0.0007)

UFPE to BVM (1)      6884.9623  5.7774e-006 (0.0024)
                    8912.8385 -4.7639e-006 7.0653e-006 (0.0027)
                    4038.2791 -7.3747e-007 1.3707e-006 2.0438e-006 (0.0014)

UFPE to ART (1)      7035.2244  6.2483e-006 (0.0025)
                    8996.4955 -3.1172e-006 4.3537e-006 (0.0021)
                    4394.5664 -1.3211e-006 1.1302e-006 1.0261e-006 (0.0010)

UFPE to IGRM (1)     6962.0862  5.7139e-006 (0.0024)
                    8910.2027 -6.1694e-006 1.3858e-005 (0.0037)
                    4350.0991 -1.3749e-006 2.0875e-006 1.8328e-006 (0.0014)

UFPE to IGRM (2)     6962.1373  1.0248e-005 (0.0032)
                    8910.1645 -4.9875e-006 7.7776e-006 (0.0028)
                    4350.0963 -2.5444e-006 1.0869e-006 2.4047e-006 (0.0016)

UFPE to MR (1)       6880.5799  7.9602e-005 (0.0089)
                    8894.5405 -4.6148e-005 3.3109e-005 (0.0058)
                    4086.3287 1.1222e-005 -4.8573e-006 5.2163e-006 (0.0023)

UFPE to RECF (1)     204.2971  1.0589e-006 (0.0010)
                    286.6324 -1.2018e-007 4.2434e-007 (0.0007)
                    229.9932 -8.2340e-008 1.2763e-007 2.1556e-007 (0.0005)

UFPE to RECF (2)     204.2996  9.6559e-007 (0.0010)
                    286.6332 -4.7269e-007 4.3552e-007 (0.0007)
                    229.9933 -1.1564e-007 6.5363e-008 1.5943e-007 (0.0004)

UFPE to RECF (3)     204.3564  5.4814e-007 (0.0007)
                    286.5819 -3.3950e-007 4.8136e-007 (0.0007)
                    229.9851 -9.3407e-008 9.2060e-008 1.3424e-007 (0.0004)

```

```

*****
OUTPUT VECTOR RESIDUALS (East, North, Height - Local Level)
*****

```

SESSION NAME	-- RE -- (m)	-- RN -- (m)	-- RH -- (m)	- PPM -	DIST - (km)	STD - (m)
ART to BVM (1)	-0.0024	0.0048	0.0101	28.772	0.4	0.0389
ART to IGRM (1)	-0.0016	0.0009	-0.0025	25.245	0.1	0.0229
ART to MR (2)	-0.0130	-0.0015	-0.0216	70.225	0.4	0.0677
BVM to MR (1)	0.0009	-0.0006	-0.0233	452.099	0.1	0.0656

BVM to IGRM (1)	-0.0015	0.0034	-0.0162	51.757	0.3	0.0251
IGRM to MR (1)	0.0154	-0.0023	0.0112	69.386	0.3	0.0277
RECF to ART (1)	0.0091	0.0040	0.0150	1.521	11.8	0.0363
RECF to ART (2)	-0.0102	-0.0114	-0.0539	4.738	11.8	0.0663
RECF to ART (3)	0.0097	-0.0043	-0.0031	0.938	11.8	0.0466
RECF to ART (4)	-0.0042	0.0058	-0.0155	1.443	11.8	0.0344
RECF to BVM (1)	-0.0049	-0.0059	0.0108	1.148	11.6	0.0368
RECF to BVM (2)	-0.0007	0.0035	-0.0040	0.468	11.6	0.0242
RECF to IGRM (1)	0.0073	-0.0008	0.0123	1.219	11.7	0.0278
RECF to IGRM (2)	0.0033	-0.0024	0.0016	0.371	11.7	0.0389
RECF to MR (1)	-0.0067	-0.0047	0.0147	1.455	11.6	0.0232
UFPE to BVM (1)	0.0040	-0.0061	-0.0528	4.458	12.0	0.0416
UFPE to ART (1)	-0.0084	0.0068	0.0055	0.996	12.2	0.0367
UFPE to IGRM (1)	0.0058	-0.0001	0.0201	1.730	12.1	0.0498
UFPE to IGRM (2)	0.0079	-0.0062	-0.0435	3.687	12.1	0.0487
UFPE to MR (1)	0.0098	-0.0061	-0.0484	4.163	12.0	0.1169
UFPE to RECF (1)	0.0008	0.0026	0.0116	28.314	0.4	0.0140
UFPE to RECF (2)	-0.0013	0.0023	0.0100	24.656	0.4	0.0135
UFPE to RECF (3)	0.0082	-0.0003	-0.0663	158.919	0.4	0.0116

RMS	0.0072	0.0046	0.0276			

\$ - This session is flagged as a 3-sigma outlier

 CONTROL POINT RESIDUALS (ADJUSTMENT MADE)

STA. NAME	-- RE --	-- RN --	-- RH --
	(m)	(m)	(m)
RECF	0.0000	-0.0000	0.0000
UFPE	-0.0000	0.0000	-0.0000

RMS	0.0000	0.0000	0.0000

 OUTPUT STATION COORDINATES (LAT/LONG/HT)

STA_ID	-- LATITUDE --	-- LONGITUDE --	- ELLHGT -
ART	-8 00 46.42496	-34 51 04.53899	51.0268
BVM	-8 00 58.25218	-34 51 09.58459	25.8777
IGRM	-8 00 47.90707	-34 51 08.21589	46.6375
MR	-8 00 56.67227	-34 51 10.15654	25.9751
RECF	-8 03 03.46970	-34 57 05.45910	20.1800
UFPE	-8 03 10.89716	-34 57 16.95422	49.1830

 OUTPUT STATION COORDINATES (GRID)

STA_ID	- EASTING -	- NORTHING -	- ELLHGT -
	(m)	(m)	(m)
ART	295964.6226	9113816.8908	51.0268
BVM	295811.7378	9113452.8109	25.8777
IGRM	295852.2211	9113770.8462	46.6375
MR	295794.0027	9113501.2735	25.9751
RECF	284931.0432	9109554.8946	20.1800
UFPE	284580.1045	9109324.9961	49.1830

 OUTPUT STATION COORDINATES (ECEF)

STA_ID	---- X ----	---- Y ----	---- Z ----
--------	-------------	-------------	-------------

	(m)	(m)	(m)
ART	5183419.5710	-3609452.3044	-883199.3413
BVM	5183269.2672	-3609535.9171	-883555.6332
IGRM	5183346.4520	-3609538.5932	-883243.8175
MR	5183264.8917	-3609554.2129	-883507.5843
RECF	5176588.6534	-3618162.1631	-887363.9195
UFPE	5176384.3462	-3618448.7893	-887593.9137

 OUTPUT VARIANCE/COVARIANCE

STA_ID	SE/SN/SUP (95.00 %)	CX matrix (m) ² (not scaled by confidence level) (ECEF, XYZ cartesian)			
ART	0.0111 0.0090 0.0273	9.6537e-005 -4.5195e-005 -1.2815e-005	4.6613e-005 7.1756e-006	1.5405e-005	
BVM	0.0117 0.0105 0.0294	8.9117e-005 -6.1030e-005 -1.3292e-005	7.5907e-005 8.6676e-006	2.0589e-005	
IGRM	0.0109 0.0098 0.0248	7.7545e-005 -3.5843e-005 -1.5965e-005	4.2002e-005 6.7574e-006	1.9217e-005	
MR	0.0159 0.0106 0.0320	1.5215e-004 -4.9632e-005 -1.7535e-005	5.8011e-005 8.5797e-006	2.1393e-005	
RECF	0.0002 0.0002 0.0002	9.9935e-009 -4.5980e-012 -1.7357e-012	9.9891e-009 2.8856e-012	9.9793e-009	
UFPE	0.0002 0.0002 0.0002	9.9935e-009 -4.5980e-012 -1.7357e-012	9.9891e-009 2.8856e-012	9.9793e-009	

 VARIANCE FACTOR = 1.0182

Note: Values < 1.0 indicate statistics are pessimistic, while
 values > 1.0 indicate optimistic statistics. Entering this
 value as the network adjustment scale factor will bring
 variance factor to one.

ANEXO 7 – ÁREA TESTE 2 – SITIO HISTÓRICO DE OLINDA: PROCESSAMENTO DO
CAMPO DE PONTOS DE REFERÊNCIA COM ESTAÇÃO TOTAL

Meridiano	Datum
33°00'00,000"	WGS-84

Estação	DH Plana	Desnível	Azimute Plano	Norte	Este	Altitude	Descrição
BVM							
			39°53'58,098"				
MR				9.113.501,274	295.794,003	25,975	
	50,767	-3,483	47°41'29,366"				
EB-105				9.113.550,874	295.783,180	22,492	
	65,535	-7,513	14°33'00,256"				
Q-458				9.113.614,307	295.799,644	14,979	
	65,904	5,890	20°31'27,638"				
Q-62				9.113.676,027	295.822,751	20,869	
	99,293	25,768	17°15'56,335"				
IGRM				9.113.770,846	295.852,221	46,638	
			67°43'25,177"				
ART							

	Observados	Compensados
Perímetro	281,4803 m	281,4989 m
Área		

	Erros	Tolerâncias	Fora
Angular	0°00'03,581"		
Relativo	1:19995		
Linear	0,0141 m		
Eixo Norte	0,0138 m		
Eixo Este	-0,0029 m		
Altimétrico	0,078 m		

Meridiano	Datum
33°00'00,000"	WGS-84

Estação	DH Plana	Desnível	Azimute Plano	Norte	Este	Altitude	Descrição
Q-458							
			20°31'27,638"				
Q-62				9.113.676,027	295.822,751	20,869	
	37,703	-5,252	96°56'43,370"				
Q-60				9.113.693,112	295.789,141	15,618	
	71,296	-1,659	95°10'43,944"				
Q-483				9.113.624,304	295.770,473	13,959	
	30,837	1,015	08°55'06,775"				
Q-458				9.113.614,306	295.799,644	14,974	
	65,905	5,896	20°31'27,712"				
Q-62				9.113.676,027	295.822,751	20,869	
			00°31'27,638"				
Q-458							

	Observados	Compensados
Perímetro	205,7173 m	205,7408 m
Área	2.331,5016 m ²	2.331,0063 m ²

	Erros	Tolerâncias	Fora
Angular	0°00'10,530"		
Relativo	1:72198		
Linear	0,0028 m		
Eixo Norte	0,0027 m		
Eixo Este	0,0010 m		
Altimétrico	0,040 m		

Example 16.1

Example 16.1

Number of Control Stations - 2
 Number of Unknown Stations - 2
 Number of Distance observations - 3
 Number of Angle observations - 4
 Number of Azimuth observations - 0

 Initial approximations for unknown stations

Station	X	Y
Q60	295,789.123	9,113,693.106
Q483	295,770.476	9,113,624.301

Control Stations

Station	X	Y
Q62	295,822.751	9,113,676.028
Q458	295,799.644	9,113,614.316

 Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance
Q62	Q60	37.700
Q60	Q483	71.292
Q483	Q458	30.833

 Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle
Q458	Q62	Q60	96° 25' 13.13"
Q62	Q60	Q483	78° 13' 57.67"
Q60	Q483	Q458	93° 44' 20.17"
Q483	Q458	Q62	91° 36' 18.50"

 Adjusted stations

computed Station Sv	t	X	Y	Sx	Sy	Su
0.0001	27.02°	295,789.146	9,113,693.116	0.0008	0.0015	0.0017
0.0001	18.88°	295,770.476	9,113,624.312	0.0005	0.0016	0.0016

 Adjusted Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance	V	S
Q62	Q60	37.700	0.0000	0.0001

Example 16.1

Q60	Q483	71.292	-0.0000	0.0001
Q483	Q458	30.833	0.0000	0.0001

Adjusted Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle	V	S"
Q458	Q62	Q60	96° 25' 33.04"	19.908"	9.151
Q62	Q60	Q483	78° 13' 41.20"	-16.467"	8.471
Q60	Q483	Q458	93° 44' 08.71"	-11.463"	10.296
Q483	Q458	Q62	91° 36' 37.05"	18.552"	10.970

Adjustment Statistics

Iterations = 2
Redundancies = 3

Reference Variance = 0.00000001
Reference So = ±0.0001

Failed to pass X² test at 95.0% significance level!
X² lower value = 0.22
X² upper value = 9.35
Convergence!

Example 16.11

Example 16.1

Number of Control Stations - 4
 Number of Unknown Stations - 3
 Number of Distance observations - 4
 Number of Angle observations - 5
 Number of Azimuth observations - 0

 Initial approximations for unknown stations

Station	X	Y
EB105	295,783.1800	9,113,550.8700
Q458	295,799.6430	9,113,614.3060
Q62	295,822.7490	9,113,676.0280

Control Stations

Station	X	Y
BVM	295,811.7378	9,113,452.8109
MR	295,794.0027	9,113,501.2735
I GRM	295,852.2211	9,113,770.8462
ART	295,964.6226	9,113,816.8908

 Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance
MR	EB105	50.7670
EB105	Q458	65.5340
Q458	Q62	65.9050
Q62	I GRM	99.2930

 Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle
BVM	MR	EB105	187° 47' 28.70"
MR	EB105	Q458	206° 51' 45.00"
EB105	Q458	Q62	185° 58' 40.80"
Q458	Q62	I GRM	176° 44' 35.84"
Q62	I GRM	ART	230° 27' 26.30"

 Adjusted stations

computed Station	Sv	t	X	Y	Sx	Sy	Su
EB105	295,783.1804	9,113,550.8736	0.00037	0.00009	0.00038		
0.00006	79.98°						
Q458	295,799.6439	9,113,614.3059	0.00198	0.00062	0.00207		
0.00013	107.05°						
Q62	295,822.7503	9,113,676.0276	0.00265	0.00082	0.00277		
0.00006	107.23°						

Example 16.11

 Adjusted Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance	V	S
MR	EB105	50.7670	0.00000	0.00006
EB105	Q458	65.5340	0.00000	0.00006
Q458	Q62	65.9050	0.00000	0.00006
Q62	IGRM	99.2930	0.00000	0.00006

 Adjusted Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle	V	S"
BVM	MR	EB105	187° 47' 30.61"	1.914"	1.542
MR	EB105	Q458	206° 51' 29.54"	-15.459"	8.100
EB105	Q458	Q62	185° 58' 27.64"	-13.155"	9.493
Q458	Q62	IGRM	176° 44' 30.66"	-5.180"	10.503
Q62	IGRM	ART	230° 27' 28.50"	2.197"	5.756

 Adjustment Statistics

Iterations = 2
 Redundancies = 3

Reference Variance = 0.0000000
 Reference So = ±0.0001

Failed to pass X² test at 95.0% significance level!
 X² lower value = 0.22
 X² upper value = 9.35
 Convergence!

ANEXO 8 – ÁREA TESTE 2 – SITIO HISTÓRICO DE OLINDA: PROCESSAMENTO DO
CAMPO DE PONTOS-OBJETO COM ESTAÇÃO TOTAL

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
Q-62		1,529	9.113.676,028	295.822,750	14,978	20°31'28,209"

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	Q-458		0°00'00,000"	0°00'00,000"	0,000		65,915		
Irradiado	1		89°13'50,000"	86°52'16,500"	2,000	8,271	8,189		
Irradiado	2		51°18'43,500"	89°41'17,000"	2,000	10,420	10,349		
Irradiado	3		22°37'07,500"	93°01'43,000"	2,000	20,606	20,507		
Irradiado	4		17°45'19,000"	93°26'45,500"	2,000	25,479	25,363		
Irradiado	5		14°58'40,000"	93°53'15,500"	2,000	29,989	29,850		
Irradiado	6		11°43'58,500"	94°14'37,000"	2,000	37,559	37,386		
Irradiado	7		9°52'26,000"	94°32'03,000"	2,000	43,812	43,812		
Irradiado	8		9°42'00,000"	94°48'48,500"	2,000	45,237	45,237		
Irradiado	9		7°01'48,500"	94°56'18,500"	2,000	61,204	61,204		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
Q-458		1,569				

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	Q-62		0°00'00,000"	0°00'00,000"	1,900				
Irradiado	1		352°52'38,000"	84°27'17,000"	1,900	66,965	66,307		
Irradiado	2		352°12'30,500"	84°09'20,500"	1,900	60,258	59,875		
Irradiado	3		350°27'47,000"	84°01'15,500"	1,900	47,932	47,601		
Irradiado	4		349°29'42,500"	83°51'48,000"	1,900	42,618	42,303		
Irradiado	5		348°16'43,000"	83°51'00,000"	1,900	38,177	37,886		
Irradiado	6		345°10'41,000"	83°45'55,000"	1,900	30,241	29,992		
Irradiado	7		341°53'46,000"	83°49'18,500"	1,900	24,341	24,129		
Irradiado	8		340°43'35,500"	84°16'49,000"	1,900	22,633	22,450		
Irradiado	9		306°02'19,000"	86°55'48,500"	1,900	9,159	9,075		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
Q-483		1,547				

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	Q-458	0	0°00'00,000"		0,000		30,833		
Irradiado	10	67,18435	85°44'19,500"		1,900	13,699	12,961		
Irradiado	11	29,47385	81°59'36,500"		1,900	7,118	6,698		

Estação	Descrição	HI	Norte	Este	Cota	Azimute
Q-458		1,569				

Tipo	Nome	Descrição	AHD	AVD	HS	DI	DH	EC	DHxC
Ré	Q-483		0°00'00,000"	0°00'00,000"		1,900	30,837		
Irradiado	10		17°27'52,000"	90°04'03,000"		1,900	19,960		
Irradiado	11		12°43'13,000"	90°46'37,000"		1,900	28,295		

Nome	Descrição	Norte	Este	Cota
Q-62		9.113.676,027	295.822,751	20,869

Nome	Descrição	Norte	Este	Altitude	Azim Plano	AH Plano	DH Plana	Desnível
1		9.113.678,796	295.815,043	20,850	289°45'17,755"	89°13'50,034"	8,190	-0,020
2		9.113.672,801	295.812,916	20,455	251°50'11,252"	51°18'43,530"	10,350	-0,414
3		9.113.661,063	295.808,726	19,310	223°08'35,246"	22°37'07,524"	20,509	-1,560
4		9.113.656,115	295.807,037	18,867	218°16'46,744"	17°45'19,022"	25,366	-2,002
5		9.113.651,724	295.805,414	18,365	215°30'07,741"	14°58'40,020"	29,853	-2,504
6		9.113.644,408	295.802,795	17,619	212°15'26,237"	11°43'58,516"	37,390	-3,250
7		9.113.638,234	295.800,579	16,935	210°23'53,734"	9°52'26,012"	43,817	-3,934
8		9.113.636,935	295.799,976	16,603	210°13'27,733"	9°42'00,012"	45,242	-4,267
9		9.113.621,759	295.794,435	15,130	207°33'16,226"	7°01'48,504"	61,211	-5,740

Nome	Descrição	Norte	Este	Cota
Q-458		9.113.614,307	295.799,644	14,979

Nome	Descrição	Norte	Este	Altitude	Azim Plano	AH Plano	DH Plana	Desnível
1		9.113.678,815	295.815,014	21,119	13°24'05,639"	352°52'38,001"	66,315	6,140
2		9.113.672,716	295.812,843	20,784	12°43'58,136"	352°12'30,498"	59,882	5,805
3		9.113.661,040	295.808,718	19,641	10°59'14,630"	350°27'46,992"	47,606	4,662
4		9.113.655,969	295.807,005	19,204	10°01'10,127"	349°29'42,489"	42,308	4,225
5		9.113.651,751	295.805,443	18,738	8°48'10,625"	348°16'42,987"	37,890	3,759
6		9.113.644,154	295.802,625	17,932	5°42'08,621"	345°10'40,983"	29,995	2,953
7		9.113.638,417	295.800,664	17,268	2°25'13,619"	341°53'45,980"	24,132	2,289
8		9.113.636,754	295.800,135	16,904	1°15'03,118"	340°43'35,480"	22,453	1,925
9		9.113.621,881	295.794,643	15,139	326°33'46,610"	306°02'18,972"	9,076	0,160
10		9.113.626,147	295.783,573	14,625	306°22'52,827"	17°27'52,001"	19,962	-0,354
11		9.113.629,150	295.775,552	14,264	301°38'13,828"	12°43'13,003"	28,298	-0,715

Nome	Descrição	Norte	Este	Cota
Q-483		9.113.624,304	295.770,473	13,959

Nome	Descrição	Norte	Este	Altitude	Azim Plano	AH Plano	DH Plana	Desnível
10		9.113.611,369	295.771,325	14,624	176°13'50,281"	67°18'43,498"	12,962	0,665
11		9.113.619,270	295.774,893	14,597	138°42'45,285"	29°47'38,502"	6,699	0,638