

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA – UFSC
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGEC

**ESTUDO DE PROJEÇÕES GEODÉSICAS NO CADASTRO TÉCNICO URBANO -
ANÁLISE DE FECHAMENTO DE POLIGONAIS**

Dissertação de Mestrado submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

RAFAEL VIEIRA DE MORAIS

Florianópolis, Dezembro de 2004

**ESTUDO DE PROJEÇÕES GEODÉSICAS NO CADASTRO TÉCNICO URBANO -
ANÁLISE DE FECHAMENTO DE POLIGONAIS**

RAFAEL VIEIRA DE MORAIS

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Cadastro Técnico Multifinalitário

Orientador: Prof. Dr. Jucilei Cordini

**Florianópolis – SC
2004**

**ESTUDO DE PROJEÇÕES GEODÉSICAS NO CADASTRO TÉCNICO URBANO -
ANÁLISE DE FECHAMENTO DE POLIGONAIS**

RAFAEL VIEIRA DE MORAIS

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Prof^a. Henriette Lebre La Rovere – Coordenadora do PPGEC

Prof. Dr. Jucilei Cordini – Orientador

COMISSÃO EXAMINADORA:

Dr. Jucilei Cordini – Moderador – ECV/UFSC

Dr. –Ing. Jürgen W. Philips – Moderador – ECV/UFSC

MSc. Carlos A. P. M. Galdino – UFPE

Dr. Roque Alberto Sanchez Dalotto – U. Del Litoral/Argentina

Dr. Francisco Henrique de Oliveira – UDESC

Dedico este trabalho a meus Pais Frederico e Sônia, que me educaram e me deram condições de estudo, a meus irmãos pela preocupação e confiança e de maneira especial a minha filha Ana Beatriz e minha esposa Rosimeire pelo companheirismo, compreensão e principalmente por me dar força para concluir mais esta etapa da minha vida.

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível graças à colaboração e incentivo de determinadas pessoas e instituições as quais gostaria de manifestar o meu mais sincero agradecimento.

Ao professor Jucilei Cordini pela orientação, apoio e principalmente pelo estímulo, indispensáveis para a conclusão do trabalho.

Ao professor Carlos Loch, por ter me ajudado no início do curso.

À Universidade Federal de Viçosa, ao curso de Engenharia de Agrimensura, por ter me oferecido o ensinamento desta fascinante profissão e de maneira especial aos professores do Departamento de Engenharia Civil, Antônio Simões, Joel Gripp e Antônio Ferraz.

À Universidade Federal de Santa Catarina, ao curso de Pós-Graduação, por ter possibilitado o refinamento do meu aprendizado e a abertura de novos caminhos através da obtenção do título de mestre.

Ao professor Carlos Alberto Pessoa Mello Galdino, pela suas recomendações e considerações que enriqueceram de sobre maneira o trabalho proposto.

Ao amigo e companheiro de trabalho Gercino Preve e sua família, pelas discussões técnicas propiciadas, pelo apoio prestado e principalmente pela amizade e auxílio nos momentos adversos desta caminhada.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, participaram e contribuíram positivamente para a conclusão deste trabalho.

E de sobre maneira a Deus, que me deu paciência e perseverança não permitindo que eu desistisse de concluir este trabalho.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	xii
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES.....	1
1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO.....	3
1.2.1 Objetivo geral.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 JUSTIFICATIVA.....	4
CAPÍTULO 2.....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 CADASTRO TÉCNICO URBANO.....	5
2.2 CARTOGRAFIA.....	12
2.2.1 Sistema de Projeção UTM.....	16
2.2.2 Sistema de Projeção RTM.....	18
2.2.3 Sistema de Projeção LTM.....	19
2.2.4 Sistema Topográfico Local.....	21
2.3 SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL.....	23
2.3.1 Histórico.....	23
2.3.2 Segmentos do Sistema GPS.....	23
2.3.3 Referenciais envolvidos no Sistema GPS.....	24
2.3.4 Técnicas de Posicionamento GPS.....	26
2.3.5 Precisão das Observações.....	29

CAPÍTULO 3.....	30
ÁREAS DE ESTUDO.....	30
3.1 LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO.....	30
CAPÍTULO 4.....	33
EQUIPAMENTOS MATERIAIS E EQUIPE TÉCNICA.....	33
4.1 EQUIPAMENTOS E MATERIAIS.....	33
4.2 EQUIPE TÉCNICA.....	33
CAPÍTULO 5.....	34
MÉTODO APLICADO.....	34
5.1 PRIMEIRA ETAPA: PLANEJAMENTO, IMPLANTAÇÃO E RASTREIO.....	35
5.2 SEGUNDA ETAPA: LEVANTAMENTO DAS POLIGONAIS.....	37
5.3 TERCEIRA ETAPA: DETERMINAÇÃO DAS COORDENADAS DOS VÉRTICES DAS POLIGONAIS.....	40
5.3.1 Metodologia para obtenção das coordenadas de uma Rede de Levantamento no sistema TM aplicando o método padrão.....	40
5.3.2 Método de obtenção de coordenadas de uma Rede de Levantamento no sistema TM usualmente empregado na prática.....	44
5.3.3 Método de obtenção de coordenadas de uma Rede de Levantamento no Sistema Topográfico Local.....	45
5.4 QUARTA ETAPA: CÁLCULO E DISTRIBUIÇÃO DOS ERROS DE FECHAMENTO ANGULAR E LINEAR DAS POLIGONAIS E OBTENÇÃO DAS COORDENADAS FINAIS DOS VÉRTICES.....	46
5.4.1 Fechamento Angular.....	47
5.4.2 Fechamento Linear.....	47
5.4.3 Coordenadas Finais Compensadas.....	48
CAPÍTULO 6.....	49
RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	49
6.1 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE CURITIBANOS.....	49
6.2 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE SANTA TEREZINHA DE ITAIPÚ.....	57

6.3 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE PARACATU.....	65
CAPÍTULO 7.....	73
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	73
7.1 CONCLUSÕES.....	73
7.2 RECOMENDAÇÕES.....	74
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
ANEXOS.....	81

LISTA DE FIGURAS

1. Ordem hierárquica das redes.....	06
2. Coordenadas geodésicas.....	08
3. Superfícies de referência – Elipsóide e Plano Topográfico.....	09
4. Correção referente ao elipsóide.....	10
5. Superfícies de projeção e posição em relação à superfície de referência.....	14
6. Fuso UTM.....	17
7. Sistema UTM.....	18
8. Sistema RTM.....	19
9. Sistema LTM.....	21
10. Características do Sistema GPS.....	24
11. Geometria dos Satélites e o PDOP.....	29
12. Situação e localização do município de Curitibaanos.....	30
13. Situação e localização do município de Santa Terezinha de Itaipu.....	31
14. Situação e localização do município de Paracatu.....	32
15. Transporte de coordenadas no Sistema TM.....	41
16. Croqui da poligonal Curitibaanos.....	49
17. Localização do município de Curitibaanos nas projeções UTM, RTM e LTM.....	52
18. Diferenças entre as coordenadas da poligonal Curitibaanos calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.....	54
19. Croqui da poligonal STI.....	57
20. Localização do município de Santa Terezinha de Itaipu nas projeções UTM, RTM e LTM.....	60
21. Diferenças entre as coordenadas da poligonal STI calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.....	62
22. Croqui da poligonal Paracatu.....	65
23. Localização do município de Paracatu nas projeções UTM, RTM e LTM.....	68
24. Diferenças entre as coordenadas da poligonal Paracatu calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.....	70

LISTA DE TABELAS

1. Hierarquia das redes.....	07
2. Esquema de classificação das projeções cartográficas.....	13
3. Segmentos do Sistema GPS.....	25
4. Parâmetros dos elipsóides SAD69 e WGS84.....	26
5. Características das poligonais.....	38
6. Valores dos coeficientes.....	39
7. Caderneta de campo da poligonal Curitibaanos.....	50
8. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitibaanos no Sistema TM pelo método padrão.....	51
9. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema UTM.....	51
10. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema RTM.....	52
11. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema LTM.....	52
12. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitibaanos no Sistema TM* pelo método prático.....	53
13. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema UTM*.....	53
14. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema RTM*.....	54
15. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema LTM*.....	54
16. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitibaanos no Sistema Topográfico Local.....	56
17. Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema Topográfico Local.....	56
18. Caderneta de campo da poligonal STI.....	58
19. Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema TM pelo método padrão.....	59
20. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema UTM.....	59
21. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema RTM.....	59
22. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema LTM.....	60
23. Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema TM pelo método prático.....	61
24. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema UTM*.....	61
25. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema RTM*.....	61
26. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema LTM*.....	62
27. Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema Topográfico Local.....	64

28. Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema Topográfico Local.....	64
29. Caderneta de campo da poligonal Paracatu.....	66
30. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema TM pelo método padrão ..	67
31. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema UTM.....	67
32. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema RTM.....	67
33. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema LTM.....	68
34. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema TM* pelo método prático.	69
35. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema UTM*	69
36. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema RTM*.....	69
37. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema LTM*.....	70
38. Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema Topográfico Local.....	72
39. Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema Topográfico Local.....	72

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C/A	Course/Aquisition
CTU	Cadastro Técnico Urbano
DGPS	Differential GPS
DOP	Diluição da Precisão
FIG	Federation Internationale des Geometres
GPS	Global Positioning System
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LTM	Local Transversa de Mercator
NAVSTAR	Navigation Satellite Time and Ranging
NBR	Norma Brasileira Registrada
PDOP	Diluição da precisão tridimensional
RRCM	Rede de Referência Cadastral Municipal
RTM	Regional Transversa de Mercator
SAD 69	South American Datum 69
SGB	Sistema Geodésico Brasileiro
STL	Sistema Topográfico Local
TM	Transversa de Mercator
TRANSIT	Navy Navigation Satellite System
UTM	Universal Transversa de Mercator
WGS 84	World Geodetic System de 1984

RESUMO

A integração de tecnologias tem sido primordial para a agilidade, qualidade e redução de custos na implantação de um Cadastro Técnico Urbano (CTU). Assim está se tornando cada vez mais usual a integração da tecnologia GPS e da topografia convencional na obtenção da Rede de Levantamento da qual são mapeados os elementos básicos de interesse que compõem a carta cadastral. No entanto esta combinação de tecnologias requer cuidados no que se refere à compatibilidade dos sistemas de referência e de projeção. Neste contexto, o trabalho visa como objetivo principal, avaliar o fechamento de poligonais implantadas num CTU, através da integração de dados obtidos via GPS para apoio de campo e dados advindos de poligonização topográfica, nas projeções de Mercator (UTM, RTM e LTM) e no Sistema Topográfico Local, analisando as prescrições da NBR 13.133. Como metodologia, com a finalidade de estudar o comportamento das poligonais nas regiões críticas da projeção de Mercator, foram escolhidos dados localizados em três regiões distintas do fuso UTM, no município de Curitiba/SC próximo ao meridiano central (51°W), no município de Santa Terezinha de Itaipu/PR (meridiano central 57°W) próximo ao meridiano extremo e no município de Paracatu/MG (meridiano central 45°W) próximo à linha de secância do cilindro. São apresentados os testes efetuados, os resultados encontrados em cada caso e as análises pertinentes.

PALAVRAS CHAVE: Transporte de coordenadas, Fechamento de poligonais, Sistemas de projeção, Cadastro Técnico Urbano.

ABSTRACT

The integration of technologies has been primordial for the agility, quality and reduction of costs in the implantation of an Urban Cadastre. Thus it is becoming more and more usual the integration of the technology GPS and of the conventional topography in the attainment of the Net of Surveying of which are mapped the basic elements of interest that compose the cadastral map. However this combination of technologies requests cares concerning the compatibility of the reference systems and of projection. In this context, the work aims at as main objective, to evaluate the closure of topographical traverse implanted in an Urban Cadastre, through the integration of data obtained by GPS for terrestrial support and data acquired by topographical traverse, in the projections of Mercator (UTM, RTM and LTM) and in the Local Topographical System, analyzing the prescriptions of NBR 13.133. As methodology, with the purpose to study the behavior of the traverses in the critical regions of the projection of Mercator, were chosen located data in three distinct regions in the UTM grid zone, in the city of Curitiba/SC near the central meridian (51°W), in the city of Santa Terezinha de Itaipu/PR (central meridian 57°W) near the extreme meridian and in the city of Paracatu/MG (central meridian 45°W) near the line of secancy of the UTM grid zone. The effected tests, the results found in each case and the pertinent analyses are presented.

KEY WORDS: Transport of coordinates, Closure of traverses, Systems of projection, Urban Cadastre.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES

O Cadastro Técnico Urbano (CTU) é um sistema de informações destinado a orientar e sustentar as decisões da administração municipal. Ele é fundamentado em diversos planos de informações, variáveis temáticas e modelos relacionados entre si, constituindo assim uma poderosa ferramenta para o planejamento.

Dentre essas informações estão os mapas, e para que estes estejam relacionados é necessário que sejam confeccionados a partir de uma mesma base cartográfica. A construção desta base é uma das etapas do CTU, e consiste num mapa que contém os elementos planialtimétricos fundamentais necessários à representação de um determinado espaço geográfico, sendo assim um conjunto de dados cartográficos, propiciando referências para os dados do usuário.

Com o advento de novas tecnologias, dentre elas o Sistema de Informação Geográfica (SIG), que dá suporte a várias atividades essenciais ao desenvolvimento inclusive ao CTU, surge a necessidade de se vincular a base cartográfica do cadastro ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) preconiza o Sistema de Projeção Universal Transversa de Mercator (UTM), para os levantamentos cartográficos em escalas menores que 1:25000 (cartas topográficas).

Em face disso, o GPS desde a sua implementação tem sido empregado com grandes vantagens em relação aos métodos tradicionais, principalmente pela rapidez na sua operacionalidade e pelo fato de ter acabado com o problema da intervisibilidade entre estações. O sistema de referência associado ao GPS, quando se utilizam efemérides transmitidas, é o World Geodetic System de 1984 (WGS 84), que depois de sofrer transformações, são obtidas no sistema South American Datum 69 (SAD69) que é o sistema geodésico atual utilizado no Brasil, e a partir destas calcula-se então estas coordenadas na projeção UTM.

Assim sendo, é cada vez mais freqüente o uso do GPS no cadastro, tornando assim uma ferramenta valiosa na implantação da Rede de Referência Cadastral Municipal (RRCM), obtendo as posições (coordenadas) dos pontos que servirão de apoio para os trabalhos de topografia, facilitando a vinculação dos levantamentos topográficos e conseqüentemente os mapas que constituem o CTU ao Sistema Geodésico Brasileiro.

No entanto, devido ao fato que vários mapas gerados para um CTU têm escalas maiores que 1/10.000, a projeção UTM se torna inaplicável por apresentar distorções indesejáveis na representação cadastral, recorrendo-se então às suas variantes Regional Transversa de Mercator (RTM) e Local Transversa de Mercator (LTM). Além disto há que se ter alguns cuidados na integração das projeções Transversa de Mercator (TM) e os dados obtidos por topografia convencional pelo fato de usarem sistemas de referência distintos.

Porém, a prática tem se mostrado que a questão cartográfica no cadastro urbano ainda não está bem resolvida e padronizada. Assim, é comum encontrar licitações públicas onde se exige que a base cartográfica a ser gerada no cadastro deve ser confeccionada usando a projeção UTM. Por outro lado, também é comum encontrar dificuldade por parte das empresas executoras do cadastro em se integrar corretamente os dados obtidos pelo levantamento topográfico e as projeções TM.

Neste contexto este trabalho consiste em através de dados obtidos por GPS para apoio topográfico e dados advindos de poligonização via topografia convencional, analisar os erros de fechamento em poligonais implantadas para a realização da etapa de mapeamento num CTU verificando as tolerâncias prescritas pela NBR 13.133. Esta análise foi realizada utilizando os sistemas de projeções geodésicas requeridos pela NBR 14.166 referente à rede de referência cadastral (Sistemas TM e sistema topográfico local), com a finalidade de uma melhor apreciação dos resultados foram utilizados dados, de situações práticas, em três regiões distintas no fuso, no município de Curitibanos/SC (meio do fuso), em santa Terezinha de Itaipu/PR (borda do fuso) e em Paracatu/MG (próximo à linha de secância do cilindro).

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

1.2.1 Objetivo geral

- a) Analisar os erros de fechamento de poligonais ocorridos numa Rede de Levantamento implantada num CTU através do transporte de coordenadas nas projeções TM e no Sistema Topográfico Local.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Apresentar as fórmulas que possibilitem executar o transporte de coordenadas nas projeções da família TM e no Sistema Topográfico Local, a partir de dados obtidos via topografia convencional e tecnologia GPS;
- b) Analisar numericamente os erros de fechamento de poligonais no transporte de coordenadas nas projeções da família TM (UTM, RTM e LTM) verificando as tolerâncias da NBR 13.133, empregando dois métodos para o transporte de coordenadas, sendo o primeiro denominado procedimento padrão que considera as reduções e transformações necessárias para a compatibilização dos dados da topografia e do GPS, e o segundo denominado método prático, onde se considera que os dados têm a mesma superfície de referência.
- c) Analisar numericamente os erros de fechamento de poligonais no transporte de coordenadas no sistema Topográfico Local, verificando se estes atenderam as tolerâncias prescritas na NBR 13.133.
- d) Comparar numericamente em cada município (poligonal) os resultados obtidos pelo transporte de coordenadas nos sistemas TM, através do método padrão e do método usualmente empregado na prática.

1.3 JUSTIFICATIVA

Embora se considere um assunto por demais estudado, a questão geodésica ligada ao transporte de coordenadas, ainda é uma incógnita para grande parte dos profissionais que atuam no mercado de mapeamento. Ainda mais considerando o avanço tecnológico e o crescente emprego da integração de diversas tecnologias utilizadas atualmente.

Esta combinação de tecnologias tem sido primordial para garantir qualidade, agilidade e redução de custos na execução dos trabalhos para o CTU. No entanto, quanto mais tecnologias são adotadas, mais cuidadosos devem ser os procedimentos para que esta integração seja realizada de forma correta, obedecendo às normas e especificações.

Neste contexto tem-se num CTU, uma base cartográfica alimentada por dados da topografia convencional (estações totais) e amarrada a uma Rede de Referência Cadastral implantada através de metodologia GPS. Lembrando que esta base cartográfica deve estar relacionada ao sistema de referência oficial utilizado no Brasil (SAD69) representada por um sistema de projeção. No entanto, deve-se atentar para as diferentes superfícies de referência dos dados empregados na confecção da base cartográfica e conseqüentemente para as respectivas transformações na integração dos dados, para que sejam garantidas a precisão e confiabilidade dos trabalhos.

Analisado o exposto acima, o presente trabalho tem motivação fundamentada devida à falta de conhecimento por parte dos profissionais que atuam na realização do CTU quanto à questão geodésica, gerando na maioria das vezes produtos de qualidade discutível e que não atendem às normas técnicas.

Motivou também a realização deste trabalho, a necessidade de se ter uma literatura que apresentasse de forma clara e eficaz todos os procedimentos a serem realizados, no que tange ao emprego de projeções geodésicas no CTU e sua elaboração, utilizando a integração de dados GPS e topografia convencional.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CADASTRO TÉCNICO URBANO

A Federation Internationale des Geometres – FIG (1998) menciona Cadastro como sendo um sistema de informações da terra atualizado e baseado em parcelas¹ contendo registros sobre a terra, sendo a parcela imobiliária a unidade básica do cadastro.

O CTU visa segundo Carvalho e Gripp (1999) dotar a prefeitura de um instrumento que oriente, sustente e dê apoio às tomadas de decisões, além de ser um elemento fundamental básico para a arrecadação municipal.

Garcia apud Hochheim (1996), retrata que o CTU é constituído por: Uma parte cartográfica, composta por cartas que indicam a divisão em parcelas de uma área, juntamente com identificadores apropriados das parcelas; e uma parte descritiva, contendo os registros dos atributos físicos e abstratos relativos às parcelas identificadas nos mapas.

A base cartográfica de um CTU é caracterizada pela carta cadastral municipal que segundo Romão et al. (1996) é a carta planimétrica, em escala 1:1.000 ou maior, cujos elementos básicos são constituídos pelos pontos limites de propriedades e pontos de contorno de edificações, devidamente identificados e levantados em campo.

Para a confecção da carta cadastral é premissa básica que esta tenha sido mapeada segundo uma estrutura geodésica de referência; neste sentido Blachut et al. apud Hasenack (2000), comentam que em levantamentos cadastrais, só são aceitáveis os levantamentos baseados em uma rede de referência permanentemente monumentada, caso contrário, o sistema é técnica e economicamente inadequado.

Consultando-se a norma técnica NBR 14.166 (1998) verifica-se que a estrutura geodésica de referência é caracterizada pela RRCM e definida como a rede de apoio básico de âmbito municipal para todos os serviços que se destinam a projetos, cadastros ou implantações e

¹ Segundo a carta de Araraquara, aprovada em 11 de Julho de 2004 a parcela é uma fração (sub-área) de um imóvel com regime jurídico único. Esta pode ser área de domínio, de posse, áreas públicas (estradas, rios, lagos), ou áreas de restrições como reservas legais, de preservação, servidões administrativas, ou legais, entre outras, sendo que nos

gerenciamento de obras, sendo constituída por pontos de coordenadas planimétricas, materializadas no terreno, referenciados a uma única origem (Sistema Geodésico Brasileiro – SGB) e a um único sistema de representação cartográfica, permitindo a amarração e conseqüente incorporação de todos os trabalhos de topografia e cartografia na construção e manutenção da Planta Cadastral Municipal e Planta Geral do Município, sendo esta rede amarrada ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB), ficando garantida a posição dos pontos de representação e a correlação entre os vários sistemas de projeção ou representação.

Neste contexto, Romão et al. (1996) comentam que os elementos constituintes da planta cadastral do município devem ser conectados a uma estrutura geodésica de referência materializada no terreno, de forma hierarquizada até o nível de levantamento, constituindo-se assim na RRCM, que materializa o Sistema de Referência de Medição (SRM) do Cadastro Urbano. E propõem ainda uma hierarquização para os diversos seguimentos que compõe a RRCM, de forma que, partindo-se de uma Rede Nacional de Referência, são definidas a Rede Estadual de Referência, a Rede de Referência Cadastral Municipal e a Rede de Levantamento, conforme apresentado na figura 01.

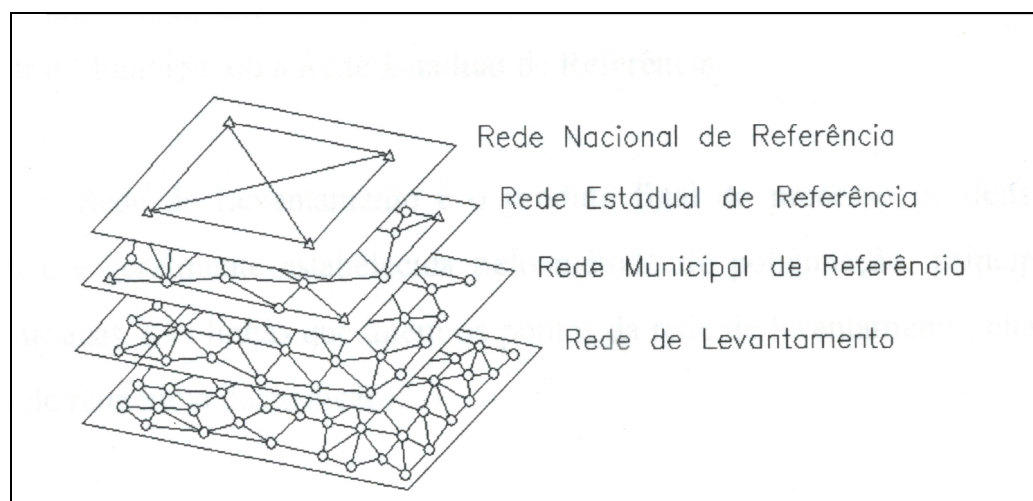


Figura 01 – Ordem hierárquica das redes – Romão et al. (1996)

Philips (1996) também considera esta hierarquização e propõe uma ordenação aos diversos seguimentos que compõem a Rede de Referência Cadastral Municipal, conforme pode ser visualizado na tabela 01:

casos dos imóveis com um único registro jurídico, parcela e imóvel serão a mesma coisa. Assim um imóvel é formado por uma ou várias parcelas, mas uma parcela nunca é dividida em vários imóveis.

Tabela 01 – Hierarquia das redes – adaptada de Philips (1996)

ORDEM	NOME DA REDE
1 ^a	Rede Nacional de Referência
2 ^a	Rede Estadual de Referência
3 ^a	Rede de Referência Cadastral Municipal
4 ^a	Rede de Levantamento

A Rede de Levantamento é constituída pelos Pontos de Levantamento que são o produto final do processo de densificação dos pontos sendo geralmente estabelecida pelo método de poligonação. Dos Pontos de Levantamento são efetuadas medições dos elementos básicos e as informações territoriais necessárias que compõe a carta cadastral.

Assim, tem-se que a RRCM deve ser referenciada ao SGB, por conseguinte ela também deve ser concebida sob apenas uma superfície de referência, portanto faz-se necessário que quando da elaboração de um CTU se deseja integrar diversas tecnologias, estes dados sejam obtidos ou transformados a uma única superfície de referência.

Para Gemael apud Tondin (1996) existem três superfícies a serem consideradas nas operações geodésicas: a superfície física, o geóide e o elipsóide. O geóide é caracterizado pelo nível médio dos mares e possui forma irregular entre outros fatores devido às deficiências e excessos de massa em algumas de suas regiões, estas irregularidades trazem sérias dificuldades na execução dos cálculos geodésicos e por isso uma superfície de tratamento matemático mais simplificado é tomada como modelo para desenvolvimento dos trabalhos geodésicos. Esta superfície é o elipsóide de revolução, e é caracterizado pela rotação de uma elipse em torno do seu eixo menor. O elipsóide é caracterizado pelas coordenadas geodésicas ou elipsoidais, a saber: φ (latitude), λ (longitude) e h (altitude geodésica) como pode ser visto na figura 02. A latitude geodésica é o ângulo que a normal (linha perpendicular à superfície do elipsóide) forma com a sua projeção sobre o plano do equador. A longitude geodésica é o ângulo diedro formado pelo meridiano geodésico de Greenwich e o meridiano geodésico do ponto em questão. A altitude geodésica é a distância do ponto em questão ao elipsóide contada sobre a normal.

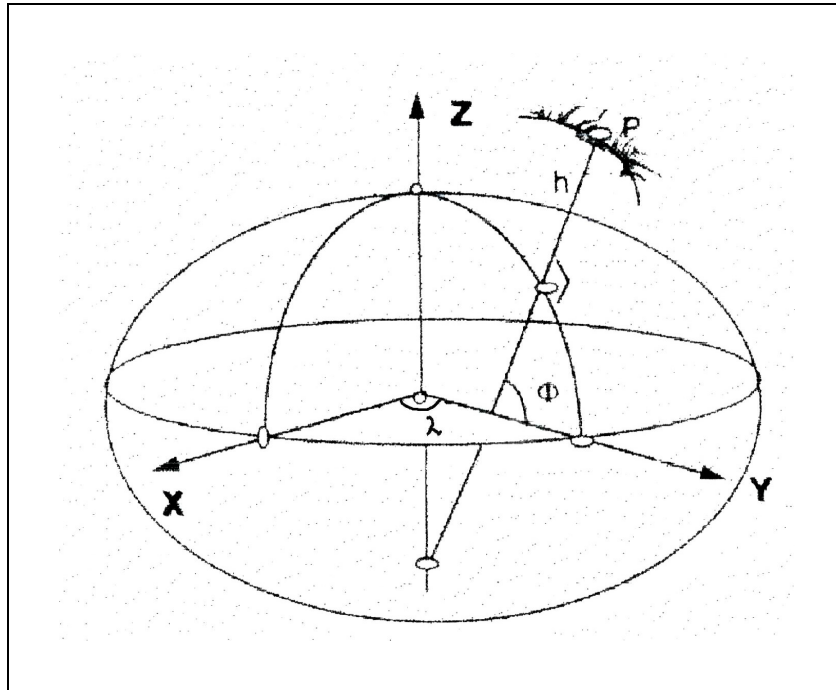


Figura 02 – Coordenadas geodésicas

Já as operações topográficas, conduzidas sobre a superfície física da Terra, têm como referência nos cálculos topográficos, um plano horizontal de referência ou plano topográfico e é definido por um sistema de coordenadas plano-retangulares compostas pelo terno cartesiano: X (abscissa), Y (ordenada) e Z (cota ou altitude), sendo que o eixo Z coincide com a vertical do ponto de origem.

As relações para que os dados (grandezas geométricas) entre as superfícies elipsoidal e topográfica sejam utilizados de forma correta são tais que a distância horizontal deve ser reduzida ao elipsóide e o ângulo horizontal observado na superfície topográfica deve ser transformado em ângulo elipsóidico. No entanto, segundo Gripp e Silva (1997) as correções referentes ao ângulo horizontal (correção em função do desvio da vertical, e em função da altitude), podem ser desprezadas devido às curtas distâncias usuais em engenharia e ao valor moderado das altitudes brasileiras.

Vários autores já discutiram acerca das relações entre as medidas geométricas e superfícies de referência, no entanto, a relação matemática utilizada no presente trabalho foi a descrita por Asin (1990) propondo que a distância horizontal deve ser transformada em distância elipsoidal em dois tempos. Primeiro realiza-se a redução da distância horizontal ao nível médio do mar, depois se reduz a mesma ao elipsóide.

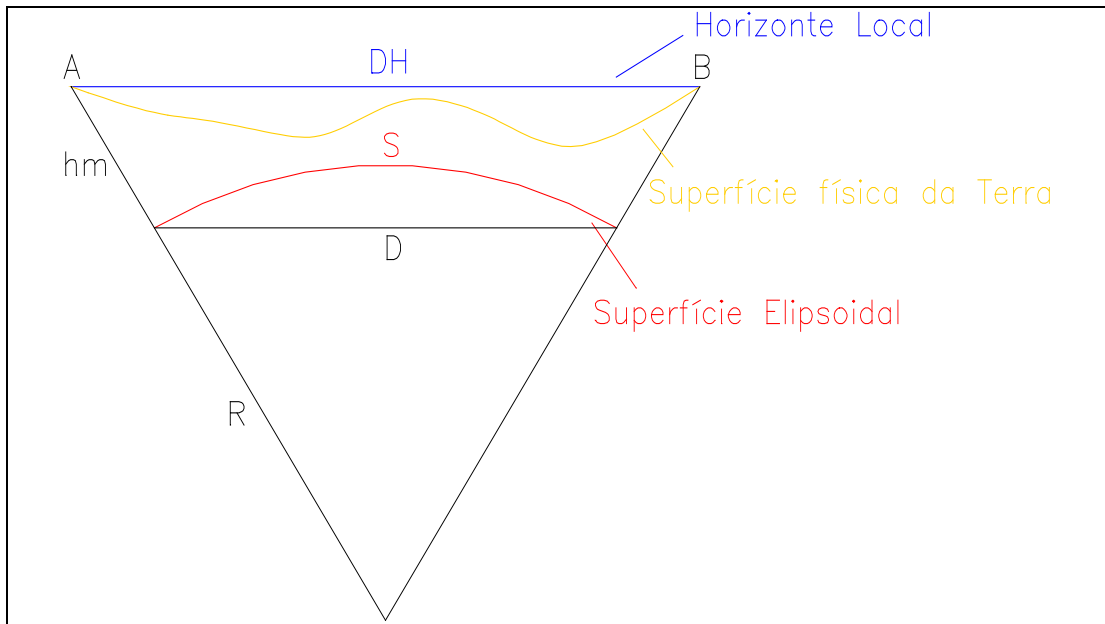


Figura 03 – Superfícies de referência – Elipsóide e Plano Topográfico

Assim, da figura (03) obtém-se:

$$\frac{DH}{R + hm} = \frac{D}{R} \Rightarrow D = \frac{DH \cdot R}{R + hm} \quad (01)$$

Onde:

DH = Distância horizontal medida em campo;

hm = Altitude média entre os pontos A e B, sendo que esta grandeza deve estar referenciada ao geóide; entretanto, por não se conhecer o geóide, simplificada-se adota-se o elipsóide.

R = Raio de curvatura médio dado pelo teorema de Euler:

$$R = \frac{M \cdot N}{M \cdot \text{sen}^2(Az_{ab}) + N \cdot \text{cos}^2(Az_{ab})} \quad (02)$$

Sendo:

M = Raio de curvatura da seção meridiana no ponto médio entre A e B dado por:

$$M = \left(\frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2(\text{sen}^2 \phi_m))^{3/2}} \right) \quad (03)$$

$N =$ Raio de curvatura da seção 1º vertical no ponto médio entre A e B dado por:

$$N = \left(\frac{a}{(1 - e^2 (\text{sen}^2 \varphi_m))^{1/2}} \right) \quad (04)$$

Onde:

$a =$ Semi-eixo maior do elipsóide,

$e =$ Primeira excentricidade do elipsóide,

$\varphi_m =$ Latitude média entre o ponto A e B.

$Az_{ab} =$ Azimute de A para B;

$D =$ Distância da corda entre A e B reduzida ao nível do mar

Depois de reduzida a distância ao nível do mar, ou seja, de posse da corda D, a redução ao arco do elipsóide é conhecida através da expressão:

$$S = D + \frac{D^3}{24R^2} \quad (05)$$

Onde:

$S =$ Distância elipsoidal (arco);

$R =$ Raio médio local.

No entanto, segundo Sherrer (1985) esta correção pode ser desprezada para distâncias curtas, pois apresenta valor inexpressivo, devendo ser considerado em distâncias maiores que 10 km, conforme pode ser visualizado na Figura 04.

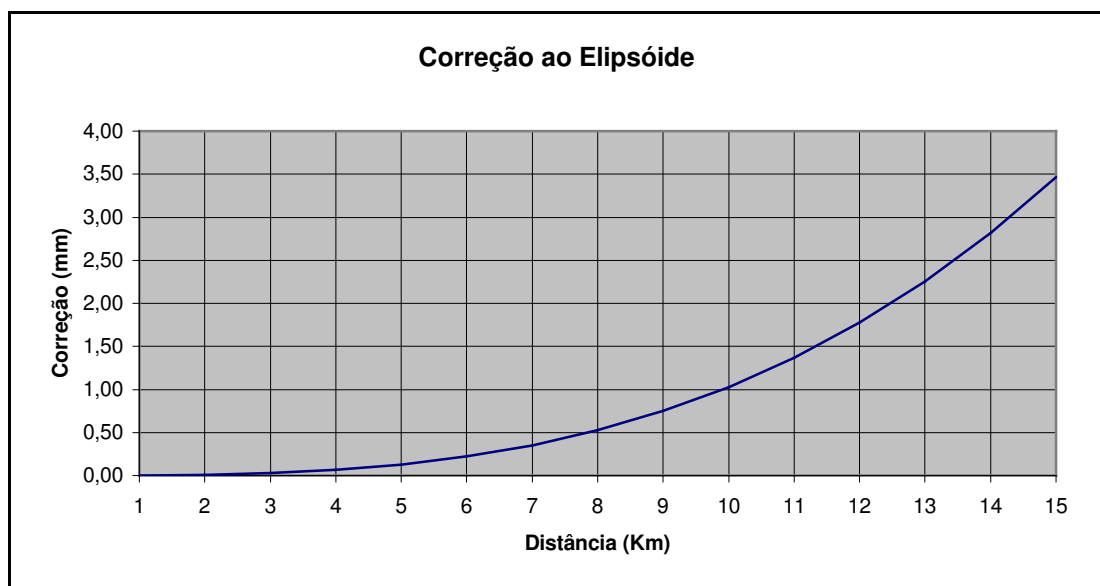


Figura 04 – Correção referente ao elipsóide

A adoção dessas fórmulas em detrimento de outras (Torge, 1991; Vaniceck et al, 1986) se deve principalmente ao resultado alcançado por Maia (1999) em seu trabalho, que concluiu que das diversas expressões existentes para a obtenção da distância elipsoidal, a expressão descrita acima (expressão 01) e adotada no presente trabalho apresenta menor variação em relação a distâncias horizontais coletadas em campo.

2.2 CARTOGRAFIA

Segundo Taylor (1991) a Cartografia corresponde à organização, apresentação, comunicação e utilização de geoinformações nas formas gráficas, digital ou tátil, podendo incluir todas as etapas desde a apresentação dos dados até o uso final da criação de mapas e produtos relacionados à informação espacial.

Para Gripp e Silva (1997) a Cartografia é a ciência e a arte de expressar graficamente, por meio de mapas e cartas, o conhecimento humano da superfície da Terra.

Considerando a definição anterior Duarte (2002) afirma ter duas formas principais de representar a superfície terrestre: Globos e mapas. No entanto dá-se preferência ao uso de mapas tendo em vista uma série de vantagens que eles apresentam.

Neste contexto faz-se necessário compreender a relação dos mapas com a superfície terrestre, adentrando-se assim na questão das representações cartográficas e das projeções. Libaut (1975) retrata esta relação definindo projeção como uma correspondência matemática entre as coordenadas da superfície do plano (coordenadas plano-retangulares ou coordenadas polares) e as coordenadas da Terra (coordenadas esféricas ou elipsóidicas). Sendo que as coordenadas plano-retangulares são designadas de abscissas e ordenadas, as coordenadas polares pelo azimute e distância e as coordenadas esféricas e elipsóidicas são caracterizadas pela longitude e latitude.

A fim de complementar o exposto acima, convém citar que Santos (1985) considera que o objetivo inicial da cartografia é expressar, sobre um sistema plano de coordenadas, pontos discretos que tenham ligação com seu homólogo na superfície terrestre de tal forma que o cálculo efetuado sobre o sistema plano mantenha correspondência quando transportado para a superfície original.

Ainda neste âmbito Joly (1990), retrata que a questão das projeções existe pelo fato de que para se realizar a transformação da superfície terrestre: esfera ou elipsóide, para o plano (mapa), é necessário estabelecer entre os pontos da superfície da terra e os do plano uma correspondência tal que:

$$\begin{aligned} x &= f(\varphi, \lambda) & y &= g(\varphi, \lambda) \\ \lambda &= h(x, y) & \varphi &= k(x, y) \end{aligned}$$

onde x e y são as coordenadas do plano, φ é a latitude, λ é a longitude, f, g, h, k funções contínuas quaisquer. Embasado neste contexto pode-se deduzir que existe um ilimitado número de possibilidades de se representar a superfície da Terra sobre um plano, portanto é correto afirmar que existe uma infinidade de soluções para o problema das projeções. No entanto Reignier *apud* Joly (1990) pondera que não há mais que umas trinta projeções que sejam correntemente empregadas.

Conforme exposto anteriormente, as projeções tem o papel de representar o elipsóide ou a esfera num plano. Considerando que esses não podem ser perfeitamente desenvolvidos num plano, sendo portanto necessário utilizar superfícies intermediárias como o plano, cone ou cilindro, é de fácil compreensão que estas projeções não conseguem fazer estas transformações (superfície terrestre \rightarrow plano), de maneira perfeita, fiel, implicando portanto em alterações e deformações. Neste sentido Rocha (1998) ressalta que as projeções cartográficas são ferramentas utilizadas pela cartografia para representar a superfície curva sobre o plano, com um mínimo de distorção. Assim, Bartolomei *apud* Oliveira (1996) considera que todas as projeções apresentam vantagens e desvantagens, sendo que nenhuma delas evita certas deformações, devendo-se levar em conta o fim a que se destinam. Robinson & Sale (1995) citam que estas deformações afetam os ângulos, áreas, distâncias e direções. Portanto, qualquer que seja a projeção adotada, esta será provida de distorções, devendo-se então optar por aquela que atenda com mais propriedade a finalidade a que se destina.

Em conseqüência disto torna-se necessário uma sucinta reflexão sobre a classificação das projeções cartográficas e suas propriedades. O IBGE (1997) sugere o seguinte esquema:

Tabela 02 – Esquema de classificação das projeções cartográficas.

Quanto ao método	Geométricas
	Analíticas
Quanto à superfície de projeção	Planas (Azimutais)
	Cônicas
	Cilíndricas
	Poli-superficiais
Quanto às propriedades	Eqüidistantes
	Conformes
	Equivalentes
	Afiláticas
Quanto ao tipo de contato entre as superfícies de projeção e referências	Tangentes
	Secantes

Quanto ao método de geração: Geométricas, baseiam-se em princípios geométricos projetivos; e Analíticas, que baseiam-se em formulação matemática. Quanto à superfície de projeção tem-se quatro tipos: A Plana que pode assumir três posições básicas em relação à superfície de referência, polar, equatorial e oblíqua; a Cônica que pode ter a sua posição em relação à superfície de referência nos casos normal, transversa e oblíqua; a Cilíndrica cujas as possíveis posições em relação à superfície de referência podem ser equatorial, transversa e oblíqua; e a Poli-superficial que se caracteriza pelo emprego de mais do que uma superfície de projeção (do mesmo tipo) para aumentar o contato com a superfície de referência e pode ser plano-poliédrica, cone-poliédrica e cilindro-poliédrica.

Quanto às propriedades as projeções podem ser: Equidistantes, onde todos os comprimentos são representados em escala uniforme; Conformes, que representam sem deformação todos os ângulos; Equivalentes, que têm como característica a não alteração de áreas, conservando a mesma relação com a área de todo o mapa; e as Afiláticas que não conservam os comprimentos, nem os ângulos ou áreas, porém minimiza as deformações. Quanto ao tipo de contato entre as superfícies de projeção e referência as projeções podem ser Tangentes ou Secantes.

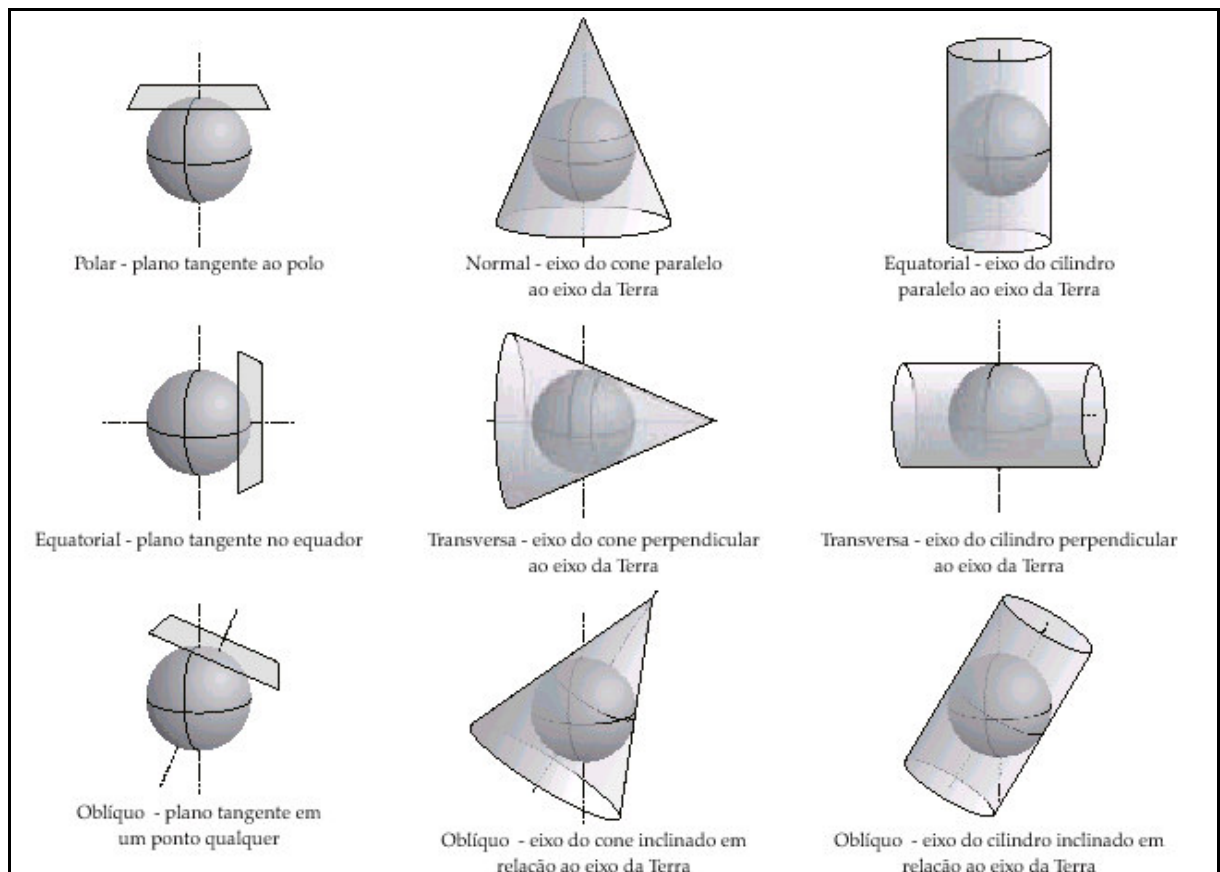


Figura 05 – Superfícies de projeção e posição em relação à superfície de referência

Além do conhecimento da classificação das projeções e suas propriedades a adoção da projeção cartográfica deve levar outras considerações, conforme Rocha (1998) alguns aspectos da região a ser representada devem ser observados como: Localização – pólos, equador; forma – larga, estreita; dimensão – Grande, pequena; O fim que se destina – propriedade, precisão.

Blachut et al. apud Hasenack (2000) ressalta também que um sistema de projeção para aplicações em áreas urbanas deverá possuir como características gerais: as correspondências biunívocas entre as superfícies (elipsóide e plano) conforme, deverá ser expressa em termos de fórmulas matemáticas que permitam cálculos numéricos com uma precisão pré-determinada; as distorções de ângulos e distâncias deverão ser minimizadas e de fácil cálculo; e principalmente deve ser usado como superfície de referência um elipsóide e não uma esfera. Assim distingue-se projeção cartográfica de projeção geodésica, a primeira utiliza como superfície de referência a esfera e a segunda o elipsóide. Portanto quando se trata de uma projeção para ser utilizada num cadastro técnico deve-se usar como definição projeção geodésica.

Ainda neste escopo, Philips (1997) retrata que uma projeção geodésica para a rede de referência do cadastro imobiliário deve ter as seguintes características: a deformação projetiva deve ser mínima, de poucos centímetros para um quilômetro de distância ou no máximo 200m^2 para um quilômetro quadrado; para medições locais (medições de poligonais, levantamento de lotes, glebas, locações de projetos de engenharia, projetos aerofotogramétricos, etc...) o sistema de coordenadas deve ser uma referência plana sem a necessidade de calcular correções nem para distâncias e nem para áreas; o cálculo numérico da coordenada deve ser fácil, em tempo real, sem uso de tabelas, mesmo se o número de pontos a transformar for grande.

E concomitante a toda esta explanação a NBR 14.166 revela que os elementos da rede de referência cadastral, da estrutura geodésica de referência, podem ter suas coordenadas plano-retangulares determinadas pelo sistema transversal de Mercator (UTM, RTM e LTM), e pelo Sistema Topográfico Local.

Aliando todo este contexto à prática e atentando aos questionamentos centrais deste trabalho é de suma importância que se faça uma revisão quanto aos principais sistemas de projeção utilizados no CTU quais sejam o UTM, RTM, LTM e Sistema Topográfico Local (STL).

2.2.1 Sistema de Projeção UTM (Universal Transversa de Mercator)

Conforme Dalazoana e Freitas (2001) o Sistema de projeção Universal Transversa de Mercator (UTM) é uma adequação da projeção conforme de Gauss, e surgiu na década de 50 devido à necessidade de um sistema de projeção global para o apoio aos trabalhos geodésicos visando atender aos interesses militares. Loch e Cordini (1995) retratam que o termo universal é devido ao fato de que o sistema UTM poder ser utilizado para qualquer região da Terra, com restrições às calotas polares. Smith *apud* Dalazoana e Freitas (2001) retrata que o sistema foi concebido com a finalidade de minimizar as distorções em azimute e de manter as distorções lineares dentro de certos limites.

A seguir serão apresentadas as especificações e características do sistema UTM (Brasil, 1975; Oliveira, 1993):

- Baseia-se na projeção conforme (Mercator) ou transversa de Gauss, a qual a superfície de projeção utilizada é o cilindro que se encontra tangente ao elipsóide, sendo que na UTM o cilindro é secante;
- Estabelece a Terra dividida em 60 fusos de seis graus de longitude sendo que a origem do primeiro fuso se localiza no meridiano de 177°W;
- O sistema é limitado pelos paralelos de 80°S e 84°N;
- Em cada fuso o Meridiano Central e o Equador são representados por linhas retas, os demais paralelos e meridianos são linhas curvas;
- O coeficiente de deformação linear no meridiano central (K_0) é 0,9996, gerando uma distorção linear de 1/2.500;
- A origem do sistema se encontra no cruzamento do equador com o meridiano central de cada fuso;
- As abscissas são representadas pela letra E (Este) e as ordenadas são representadas pela letra N (Norte);
- Para cada fuso as coordenadas de origem para o hemisfério sul são 500.000m na direção leste (abscissas) e 10.000.000m na direção norte (ordenadas). As abscissas têm sentido crescente na direção leste e as ordenadas têm sentido decrescente na direção sul;

- Em consequência da deformação linear ocorrida devido ao cilindro estar secante ao elipsóide, o sistema não possui escala única, apresentando reduções e ampliações. Sendo que no equador as reduções máximas ocorrem no meridiano central e as ampliações máximas nos extremos do fuso.

Segundo Robinson & Sale (1995) o sistema UTM tem sido largamente adotado para os mapas topográficos, imagens de satélites, bancos de dados de recursos naturais e outras aplicações que requerem posicionamento preciso. Assim, o sistema de projeção UTM tem grande aplicabilidade em cartas de escala média (1/250.000 – 1/25.000), porém em se tratando de escalas cadastrais (1/10.000 – 1/1.000), esta projeção traz algumas consequências negativas gerando distorções além do aceitável. Neste sentido foram propostos dois sistemas de projeção (RTM – Regional Transversa de Mercator e LTM – Local Transversa de Mercator) com a finalidade de aumentar a precisão na representação em grandes escalas.

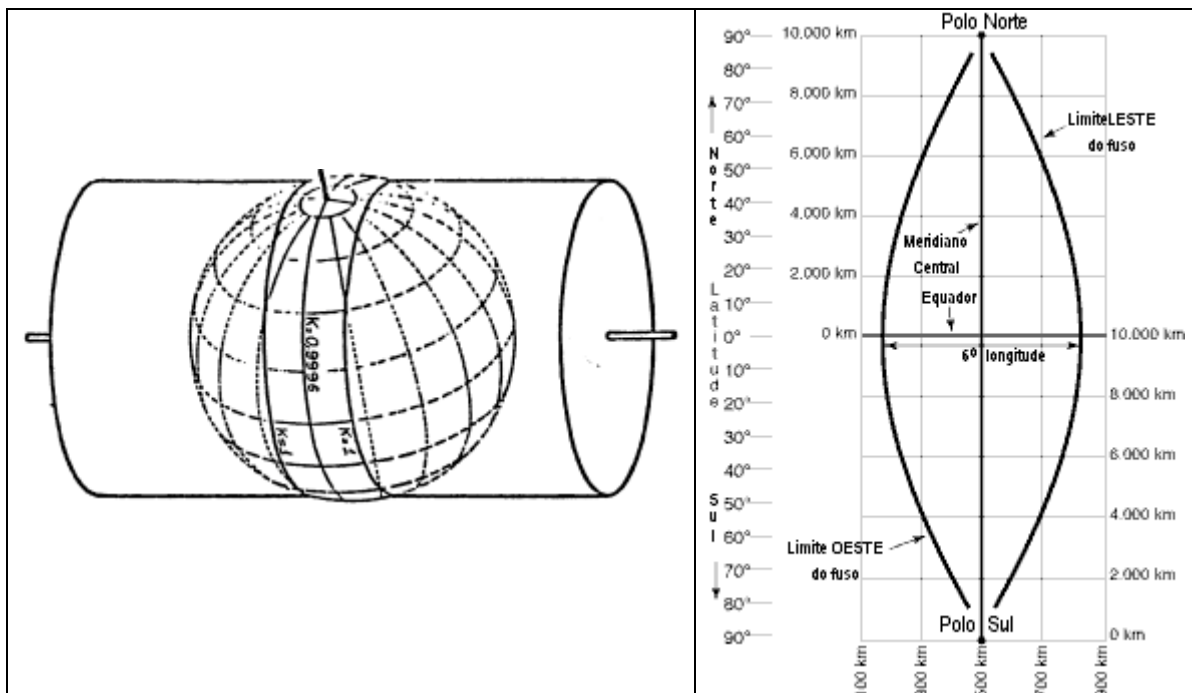


Figura 06 – Fuso UTM

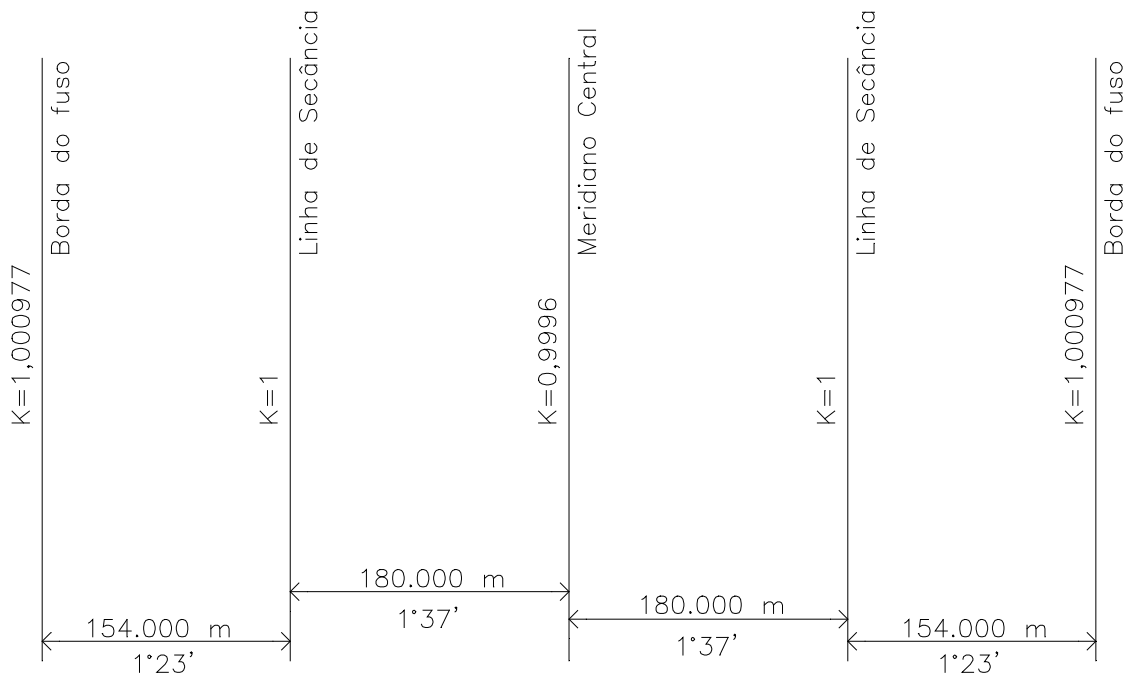


Figura 07 – Sistema UTM

2.2.2 Sistema de Projeção RTM (Regional Transversa de Mercator)

Carvalho (1984) apresenta o sistema RTM numa variação da LTM para aplicações mais regionais, evitando fusos muito reduzidos e regiões de duplicidades de fusos, como ilustra a figura 08.

As especificações e características deste sistema são relacionadas a seguir (Carvalho, 1984):

- Assim como o sistema UTM adota a superfície de projeção cilíndrica, transversa e secante;
- Apresenta fusos de dois graus de longitude;
- O coeficiente de deformação linear no meridiano central (K_0) é 0,999995, gerando uma distorção linear de 1/200.000;
- As coordenadas de origem para o hemisfério sul são 400.000m na direção leste (abscissas) e 5.000.000m na direção norte (ordenadas). As abscissas têm sentido crescente na direção leste e as ordenadas têm sentido decrescente na direção sul;

Apesar destas especificações serem as mais aceitas pela comunidade científica, através desta pesquisa foram encontradas também duas outras versões para a mesma projeção. Assim, para Sánchez Dalotto (2000) o sistema RTM apresenta $K_0 = 0,99995$, e para Tondim (1996) o sistema RTM apresenta como origem o valor de 200.000m na direção leste. Nesta pesquisa foram utilizadas as especificações descritas por Carvalho (1984).

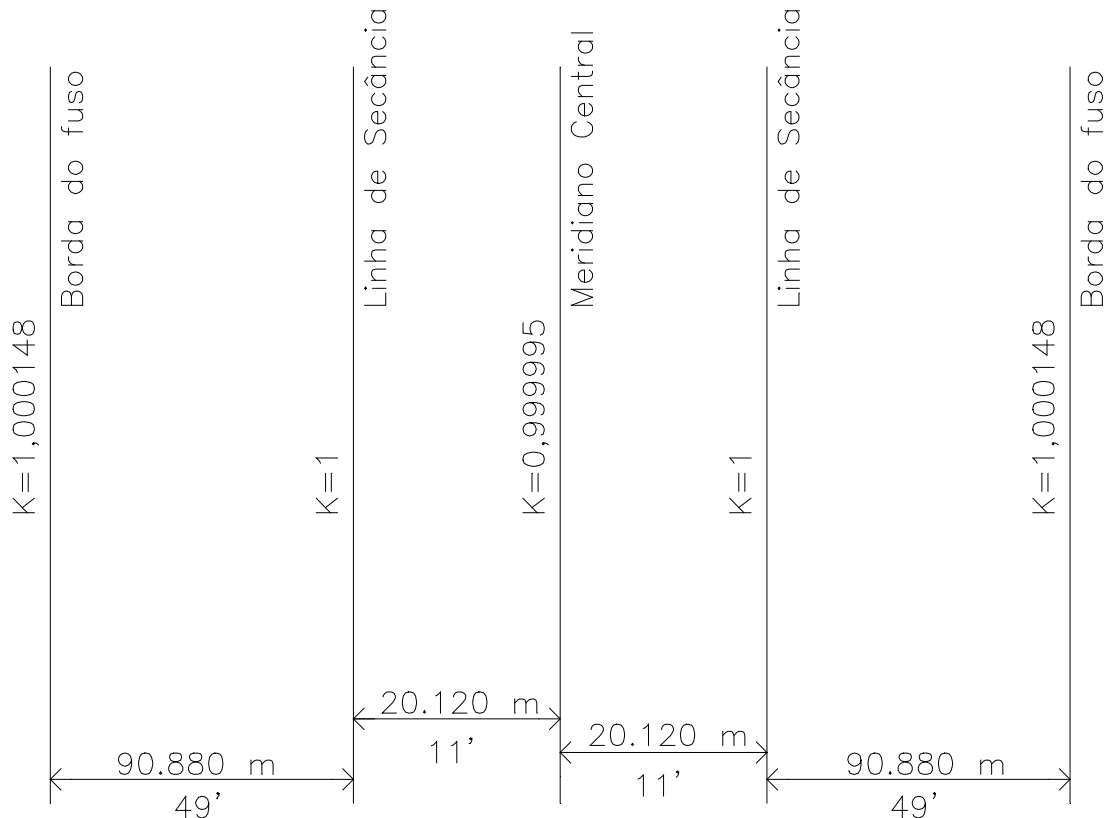


Figura 08 – Sistema RTM

2.2.3 Sistema de Projeção LTM (Local Transversa de Mercator)

Segundo Gripp e Silva (1997) o sistema LTM foi programado a fim de aumentar a fidelidade de representação das medidas até um limite compatível com a precisão de locação, necessárias em trabalhos de engenharia. Segundo Rocha (1998) este sistema tem sido utilizado pelo Instituto de Cartografia Aeronáutica para mapeamentos de aeroportos em escala 1/2.000.

O sistema apresenta as seguintes especificações (Carvalho, 1984):

- Assim como o sistema UTM adota a superfície de projeção cilíndrica, transversa e secante;
- Apresenta fusos de um grau de longitude com meridianos centrais nas longitudes de 30 minutos (ver figura 09);
- Semelhante ao sistema RTM, apresenta o coeficiente de deformação linear no meridiano central (K_0) igual a 0,999995, gerando uma distorção linear de 1/200.000;
- Tem como coordenadas de origem para o hemisfério sul, 200.000m na direção leste (abscissas) e 5.000.000m na direção norte (ordenadas). As abscissas têm sentido crescente na direção leste e as ordenadas têm sentido decrescente na direção sul;

Da mesma forma que no sistema RTM, para o LTM foram encontradas mais duas versões diferentes do que a mais usual na comunidade científica (descrita por Carvalho, 1984). Assim, para Tondim (1996) o sistema LTM apresenta como origem o valor de 100.000m na direção leste, e para Gripp e Silva (1997) o sistema LTM tem como origem o valor de 10.000.000m na direção norte. Assim como no sistema RTM, no LTM as especificações utilizadas neste trabalho foram as concebidas por Carvalho (1984).

No entanto, segundo Garnés (1998) apesar dos sistemas RTM e LTM minimizarem os erros de projeção, eles não alteram o conceito das reduções das observações ao elipsóide e para lugares de altitudes elevadas a perda por redução continua ainda muito significativa; assim a NBR 13133 lançada em 1994, trouxe consigo a definição do sistema de projeção topográfica ou sistema topográfico local, tema este a ser revisado na seqüência.

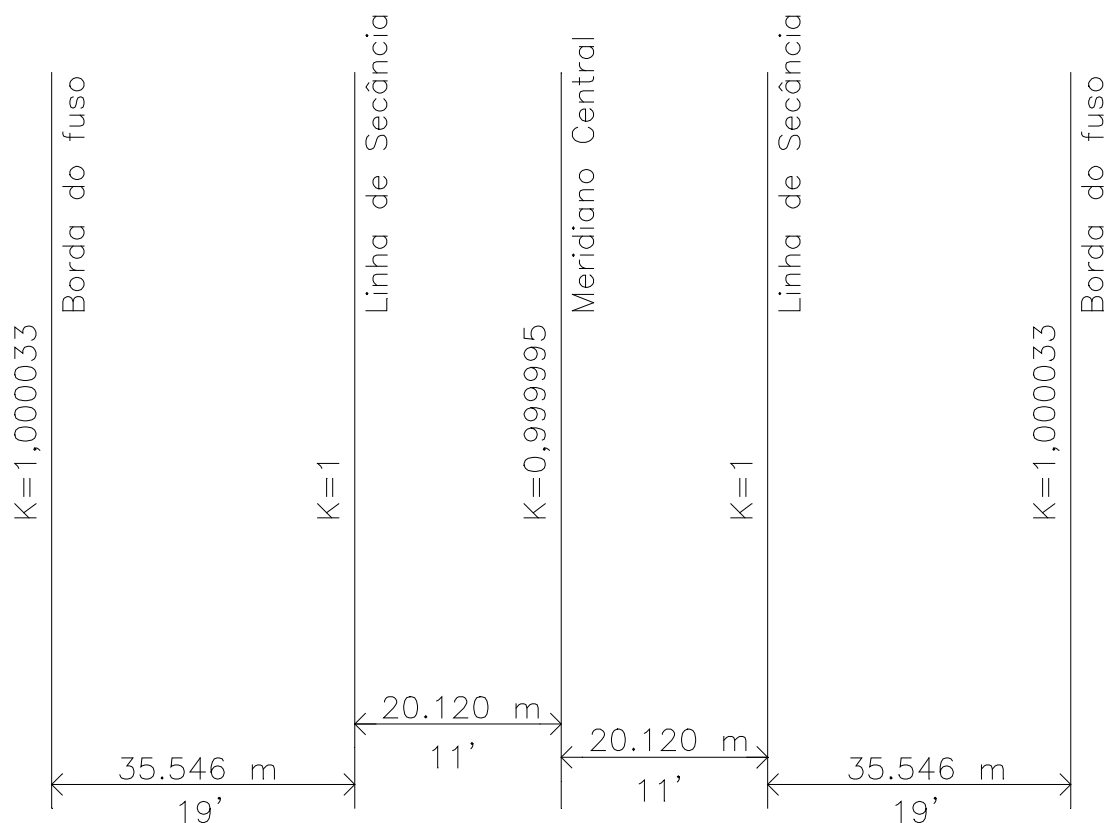


Figura 09 – Sistema LTM

2.2.4 O Sistema Topográfico Local (STL)

Para Bueno (2002) o STL representa uma alternativa aos sistemas UTM, RTM e LTM, facilitando os cálculos e introduzindo simplificações nas aplicações topográficas. O mesmo autor ressalta ainda que o uso da projeção UTM em locação requer a transformação da distância plana em sua equivalente na superfície topográfica, através da aplicação do coeficiente de deformação linear e do fator de ampliação devido à altitude da superfície topográfica. Exemplifica também que, no que tange a determinação de áreas, estas se encontrarão mais próximas da realidade da superfície topográfica quando representadas pelo STL.

Segundo a NBR 13133 e NBR 14166 as características do sistema são:

- A superfície de projeção é um plano normal à vertical do lugar no ponto da superfície terrestre considerado como origem do levantamento, sendo seu referencial altimétrico referido ao *datum* vertical brasileiro;
- As projetantes são ortogonais à superfície de projeção, significando o ponto de vista da projeção estar no infinito;
- As deformações máximas inerentes à desconsideração da curvatura terrestre e a refração atmosférica têm as seguintes expressões aproximadas:
 - Deformação Planimétrica devida à curvatura terrestre: $I \text{ (mm)} = -0,004 / \text{km}^2$;
 - Deformação Altimétrica devida à curvatura terrestre: $H \text{ (mm)} = +78,5 / \text{km}^2$;
 - Deformação Altimétrica devida ao efeito conjunto da curvatura terrestre e da refração atmosférica $H' \text{ (mm)} = +67,0 / \text{km}^2$;
- O plano de projeção tem a sua dimensão máxima limitada a 70 km, a partir da origem de maneira que o erro relativo, decorrente da desconsideração da curvatura terrestre, não ultrapasse 1/50000 nesta dimensão e 1/20000 nas imediações da extremidade desta dimensão;
- A localização planimétrica dos pontos, medidos no terreno e projetados no plano de projeção, se dá por intermédio de um sistema de coordenadas cartesianas, cuja origem coincide com a do levantamento topográfico;
- Os eixos X e Y estão jacentes no Plano do Horizonte Local (plano tangente ao elipsóide de referência) sendo que o eixo Y coincide com a linha meridiana (Norte-Sul) geográfica, no ponto de tangência, orientado positivamente, para o norte geográfico.

2.3 SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL – GPS

2.3.1 Histórico

O avanço tecnológico deu início à era espacial surgindo a possibilidade da utilização de satélites artificiais para fins geodésicos. Passa a existir assim, a Geodésia por Satélite, que segundo Seeber (1993) consiste em solucionar os problemas da Geodésia através de medições precisas, compreendendo técnicas de observação e computacionais envolvendo satélites artificiais.

Silva (1999) ressaltava como principais sistemas de satélites para a geodésia: o NNSS (Navy Navigation Satellite System) também conhecido como TRANSIT, o NAVSTAR (Navigation System with Time and Ranging) que se tornou conhecido como GPS (Global Positioning System), e o GLONASS (Global Navigation Satellite System) que é o sistema de navegação da ex-URSS.

Dentre estes três sistemas, o NAVSTAR GPS tem especial valor e deve ser ressaltado devido à sua grande adoção pelos mais variados segmentos da comunidade civil (navegação, posicionamento geodésico e topográfico, agricultura,...). Para Monico e Stewart (1999) esta adoção se deve em razão da alta acuracidade capaz de ser proporcionada pelo sistema e do grande desenvolvimento da tecnologia envolvida nos receptores GPS.

Para Silva (1999) o sistema foi concebido de forma que se conhecendo a posição de um conjunto de satélites, se determina as coordenadas de um ponto de interesse através da medição das distâncias entre este ponto, e as coordenadas dos satélites.

2.3.2 Segmentos do Sistema GPS

O sistema GPS consiste de três segmentos principais: segmento espacial, segmento de controle e segmento do usuário.

O segmento espacial é composto pela constelação de 21 satélites ativos e três de reserva, totalizando 24 satélites, permitindo a “visibilidade” de mais de 4 satélites acima de 15° de elevação do horizonte em qualquer lugar da superfície terrestre, a qualquer hora (Monico, 2000). A constelação dos satélites está disposta em 6 planos orbitais, com inclinação de 55° e contendo 4 satélites em cada órbita. As órbitas são quase circulares e estão a uma altura de aproximadamente 20.200 km, orbitando ao redor da Terra num período de 12 horas siderais. A função do segmento espacial é de gerar e transmitir os sinais GPS (códigos, portadoras e mensagens de navegação) (Silva, 1999).

Característica	Valores
Altitude Orbital	20.200 km
Período	12 h siderais
Frequência	L1 = 1.575,42 MHz L2 = 1.227,60 MHz
Dados de Navegação	4D: X, Y, Z, t + velocidade
Disponibilidade	Contínua
Constelação de Satélites	24
Geometria	Repetida diariamente
Relógio do Satélite	Rubídio ou Césio

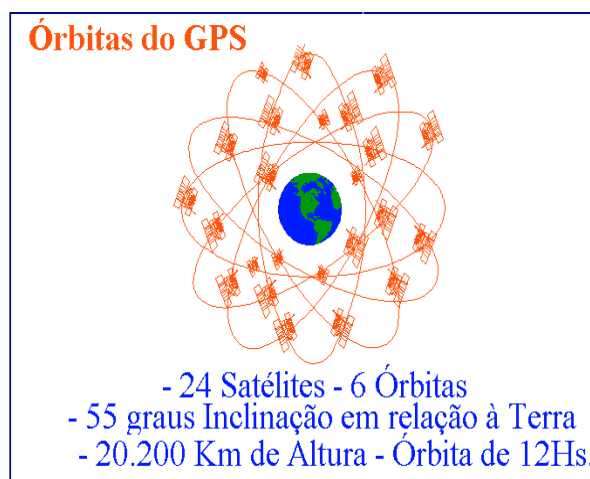


Figura 10 – Características do Sistema GPS

O segmento de controle é responsável pela operação do sistema GPS e está incumbido de (Seeber e Romão, 1997; Loch e Cordini, 2000):

- Monitorar as condições de operação dos satélites;
- Determinar o tempo do sistema GPS;
- Pré-calcular os dados orbitais dos satélites (Broadcast Ephemeris);
- Armazenar as informações de órbita e de tempo na memória de cada satélite.

Este segmento constitui-se da MCS (Master Control Station), algumas MS (Monitor Stations) localizadas pelo mundo, e GA (Ground Antennas) para transmitir dados aos satélites. A MCS está localizada no Colorado em Springs, EUA, as MS ficam em Kwajalein, Ascencion, Diego Garcia, Hawaii e Colorado. As GA ficam nas três primeiras localidades (Silva, 1999).

As MS recebem todos os sinais dos satélites e a partir destes sinais determinam as *pseudoranges* de todos os satélites visíveis, estes dados são então enviados juntamente com as condições meteorológicas locais para a MCS. A MCS calcula então as efemérides e o comportamento dos relógios dos satélites que compõem as mensagens de navegação e estas mensagens são enviadas para as GA que por fim as transmitem para os satélites.

O segmento utilitário ou de usuário é constituído de todos os equipamentos utilizados para recepção dos sinais GPS e da comunidade civil e militar de usuários do sistema. Pertence também a esta categoria todos os programas de planejamento e processamento das operações GPS.

Tabela 03 – Segmentos do Sistema GPS (Leick, 1994)

Segmento	Entrada	Função	Produto Gerado
Espacial	Mensagem de Navegação	Geração e transmissão de códigos e das fases; mensagem de navegação	Código P (Y) Código C/A L1 e L2 Código D
Controle	Código P (Y), Observações, tempo TUC	Gerar tempo GPS, efemérides, monitorar satélites	Código D
Usuário	Observações de código e fase; código D	Navegação Posicionam. Relativo Outras	Posição Velocidade Tempo

2.3.3 Referenciais envolvidos no Sistema GPS

Ao se realizar posicionamento com GPS, três sistemas são envolvidos: O sistema do satélite CCRS (Conventional Celestial Reference System – Sistema de Referência Celeste Convencional); o sistema global CTRS (Conventional Terrestrial Reference System – Sistema de Referência Terrestre Convencional) e o sistema local (Silva, 1999).

O CTRS adotado para o GPS é o World Geodetic System 1984 (WGS 84), desta feita, quando um levantamento é realizado utilizando-se GPS, as coordenadas dos pontos serão obtidas neste sistema de referência. Porém no Brasil o sistema geodésico de referência adotado é o South

American Datum 69 (SAD 69), assim algumas soluções (transformações de coordenadas) devem ser adotadas para que os resultados obtidos com o GPS possam ser utilizados para as atividades cartográficas no território brasileiro (Monico, 2000).

Tabela 04 – Parâmetros dos elipsóides SAD69 e WGS84 (Torge, 1991; Seeber, 1993)

Parâmetros	SAD 69	WGS 84
Semi-eixo maior (a)	6378160 m	6378137 m
Semi-eixo menor (b)	6356774,5161 m	6356752,3142 m
Primeira excentricidade (e^2)	0,00669460532856	0,0066943799901
Achatamento (f)	1/298,25	1/298,257223563
Fator dinâmico de forma (J_2)	$1082,7 \times 10^{-6}$	$1082,63 \times 10^{-6}$
Constante Geocêntrica de Gravitação (GM)	$398603 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{s}^2$	$398600,5 \times 10^9 \text{ m}^3/\text{s}^2$

Segundo o IBGE (1989) os parâmetros de transformação oficiais para a transformação de WGS 84 para SAD 69 são os seguintes:

$$T_x = 66,87 \text{ m}; T_y = -4,37 \text{ m} \text{ e } T_z = 38,52 \text{ m}.$$

O fato de tratar-se apenas de três translações, é que se considera que os dois sistemas são paralelos e possuem a mesma escala, porém estes parâmetros apresentam divergências se comparados a parâmetros obtidos para diferentes regiões, podendo ser aprimorados caso necessário (Silva e Silva 1999).

2.3.4 Técnicas de Posicionamento GPS

Existem dois tipos de técnicas de posicionamento com GPS segundo Monico (2000): O posicionamento absoluto, quando as coordenadas estão associadas diretamente ao geocentro², e o posicionamento relativo, caso em que as coordenadas são determinadas com relação a um referencial materializado por um ou mais vértices de coordenadas conhecidas. No posicionamento absoluto ou por ponto, necessita-se apenas de um receptor, e é aplicado em navegação de baixa precisão e em levantamentos expeditos. Basicamente se obtém as

² Estão relacionadas apenas ao sistema terrestre do satélite – WGS84 que tem como origem o centro de massa da Terra.

coordenadas de um ponto sem que haja a necessidade de pós-processamento o qual as coordenadas são obtidas em tempo real, instantaneamente.

Atualmente são utilizados três métodos de posicionamento por ponto, a saber (Monico 2000):

- Posicionamento por ponto convencional: É o método mais simples que se possa realizar em que o desejável é a coordenada do ponto em tempo real, utilizando-se para isto a pseudodistância derivada do código C/A presente na portadora L1.
- Posicionamento por ponto preciso: São os casos em que não há a necessidade da obtenção das coordenadas em tempo real, e as observações podem ser pós-processadas, sendo possível utilizar as efemérides precisas e as correções para os relógios produzidos pelo IGS (International GPS Geodynamic Service – Serviço GPS Internacional para Geodinâmica), ambos com precisão de poucos centímetros. São utilizados receptores de uma ou duas frequências e o processamento utiliza as observações de pseudo-distâncias e/ou a fase da onda portadora.
- Posicionamento por ponto de alta precisão: São os casos em que também não se deseja a obtenção das coordenadas em tempo real, onde são utilizadas as observáveis fase da onda portadora e pseudodistâncias coletadas por receptores de dupla frequências, também em conjunto com os produtos IGS, dando resultados similares ao posicionamento relativo.

O posicionamento relativo se estabelece quando o usuário dispõe de dois os mais receptores. Entretanto com o surgimento das redes de monitoramentos contínuos o usuário pode utilizar desta técnica dispondo apenas de um aparelho, devendo para tal ter acesso aos dados de uma ou mais estações destas redes e utilizando estes dados como estações de referência ou ponto base. O objetivo do posicionamento relativo é determinar as coordenadas de um ponto desconhecido em relação a um ponto de coordenadas conhecidas.

O posicionamento relativo pode ser realizado seguindo vários métodos a saber (Monico, 2000):

- Posicionamento relativo estático – Neste tipo de posicionamento, dois ou mais receptores rastreiam simultaneamente, os satélites visíveis por um período de tempo, podendo variar de 20min a algumas horas, sendo que um dos receptores é mantido em uma estação de coordenadas conhecidas enquanto os demais são itinerantes,

ocupando pontos de interesse cujas coordenadas se deseja determinar. Este é o método mais tradicional em medição com GPS, sendo conhecida também pela denominação estático clássica. Esta técnica é utilizada quando se deseja obter resultados com grande precisão.

- Posicionamento relativo estático rápido – Tem as mesmas características do relativo estático, se diferenciando apenas pelo fato de que no modo rápido as ocupações não excedem 20 min. Esta técnica possui duas variantes: Estático rápido com uma ocupação e com reocupação (Monico 2000).
- Posicionamento relativo semicinemático – Este método baseia-se no fato de que a solução do vetor de ambigüidades³, presente numa linha base a determinar, requer que a geometria envolvida entre as duas estações e os satélites se altere. Este método também é denominado pseudo-estático ou internacionalmente Stop and Go. Segundo Seeber (1993), três técnicas principais são utilizadas para determinar o vetor de ambigüidade: 1 – determinação de uma linha de base com levantamento estático; 2 – Curto período de observação utilizando uma base conhecida; 3 – Troca de antenas.
- Posicionamento relativo cinemático – Esta técnica é utilizada para a determinação de caminhamentos ou trajetórias, tendo como observável fundamental a fase da onda portadora, muito embora o uso da pseudodistância seja muito importante na solução do vetor de ambigüidades, um receptor ocupa uma estação de coordenadas conhecidas enquanto o outro se desloca sobre as feições de interesse. Este método tem sido aplicado com sucesso em levantamentos hidrográficos, monitoramento de erosões e levantamentos aerofotogramétricos utilizando a técnica de voo apoiado (Seeber 1993, Andrade 1995).
- Posicionamento relativo cinemático em tempo real – Se diferencia do método anterior pelo fato de que neste as coordenadas são obtidas no momento do rastreamento, é também conhecido como RTK (Real Time Kinematic). O sistema RTK é composto por dois receptores (de dupla ou uma frequência) com as respectivas antenas e um link de rádio com a finalidade de transmitir e receber correções e/ou observações da estação de referência.

³ É o número inteiro de ciclos, inicialmente desconhecido, entre as antenas dos satélites e dos receptores.

2.3.5 Precisão das observações

Quando se trata de precisão das observações obtidas pelos receptores GPS a geometria dos satélites se mostra como um fator importante para avaliar a qualidade dos resultados. Este fator é quantificado pelo DOP (Diluição da precisão) que segundo Ishikawa e Itame (2000) quantifica a influência da geometria instantânea do conjunto de satélites acima do horizonte livre do observador. Para Seeber (1993) o DOP é influenciado basicamente por dois fatores:

- A precisão da observação da pseudodistância expressa pelo erro equivalente do usuário (UERE – User Equivalent Range Error) associado ao desvio padrão da observação;
- Da configuração geométrica dos satélites observados.

O DOP assume várias designações como: HDOP – para posicionamento horizontal; VDOP – para posicionamento vertical; PDOP – para posicionamento tridimensional e TDOP – na determinação de tempo. Destes o mais utilizado é o PDOP podendo ser interpretado como o inverso do volume de um tetraedro formado pelas posições do usuário e dos 4 satélites. Para Bueno (1995) o DOP tem mais influência sobre as soluções de navegação e DGPS⁴, sendo que para certos posicionamentos diferenciais por fase da portadora este fator perde boa parte da sua importância.

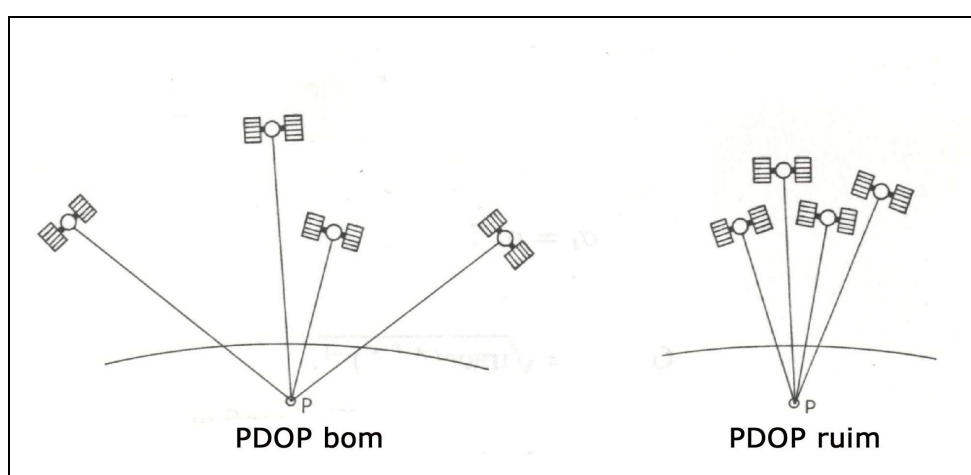


Figura 11 – Geometria dos Satélites e o PDOP (Seeber, 1993)

⁴ Técnica de posicionamento denominada Differential Global Positioning System baseada na observação do código C/A, onde um receptor é colocado fixo num ponto de coordenadas conhecidas (fixo), enquanto o outro percorre os pontos que se deseja determinar.

CAPÍTULO 3

ÁREAS DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

Para o presente trabalho foram adotadas 3 áreas de estudo distintas:

– Município de Curitibanos: Possuindo uma área de 952 Km², está situado na região central de Santa Catarina limitando-se com os municípios: São Cristóvão do Sul, Ponte Alta, Correia Pinto, São José do Cerrito, Campos Novos, Monte Carlo, Fraiburgo, Lebon Régis e Santa Cecília. Segundo o censo do IBGE 2000 sua população está estimada em 36.061 habitantes. A sede tem como referência geográfica latitude 27°16'58" Sul e longitude 50°35'04" Oeste com altitude média de 987m acima do nível do mar e temperatura média anual de 20°C.



Figura 12 – Situação e localização do município de Curitibanos

– Município de Santa Terezinha de Itaipu: Possuindo uma área de 259 km², situado no extremo oeste do estado do Paraná às margens da represa de Itaipu, limitando-se com os municípios: São Miguel do Iguçu, Foz do Iguçu e divisa internacional com a república do Paraguai. Segundo o censo do IBGE 2000 sua população está estimada em 18.217 habitantes. A sede tem como referência geográfica latitude 25°25'00" Sul e longitude 54°25'00" Oeste com altitude média de 218 metros acima do nível do mar e temperatura média anual de 27°C.

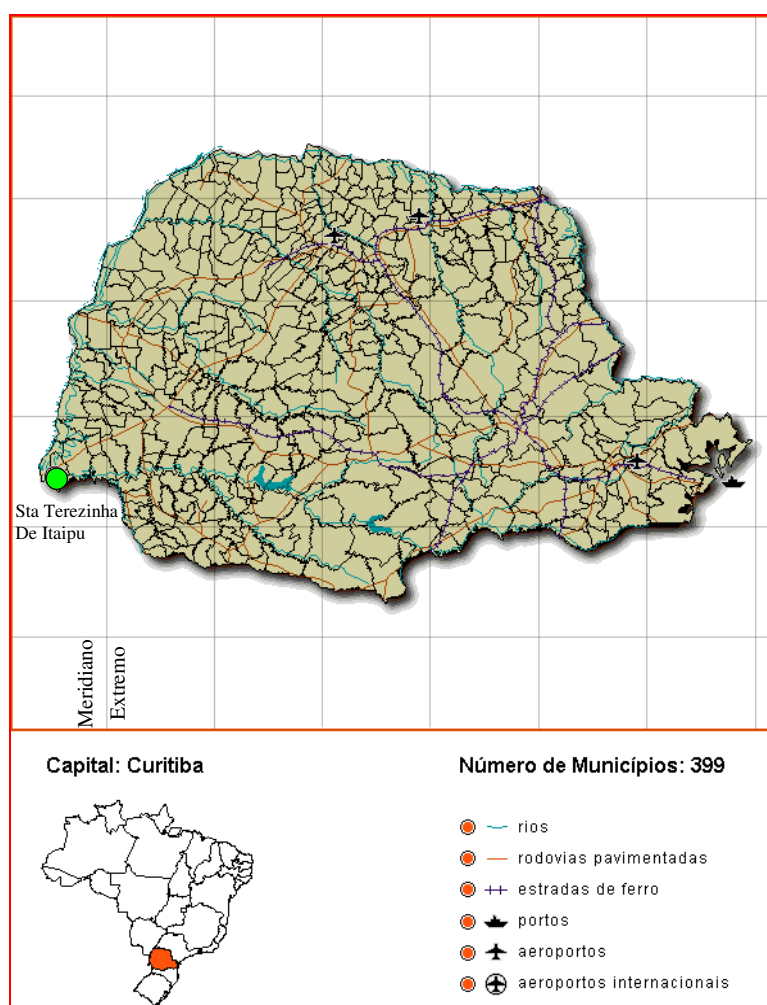


Figura 13 – Situação e localização do município de Santa Terezinha de Itaipu

– Município de Paracatu: Possuindo uma área de 8.214 km², situado na região Noroeste de Minas Gerais limitando-se com os municípios: João Pinheiro, Lagoa Grande, Vazante, Guarda-Mor, Cristalina e Unaí. Segundo o censo do IBGE 2000 sua população está estimada em 75.216 habitantes. A sede tem como referência geográfica latitude 17°13'01" Sul e longitude 46°52'17" Oeste com altitude média de 688 metros acima do nível do mar e temperatura média anual de 23°C.

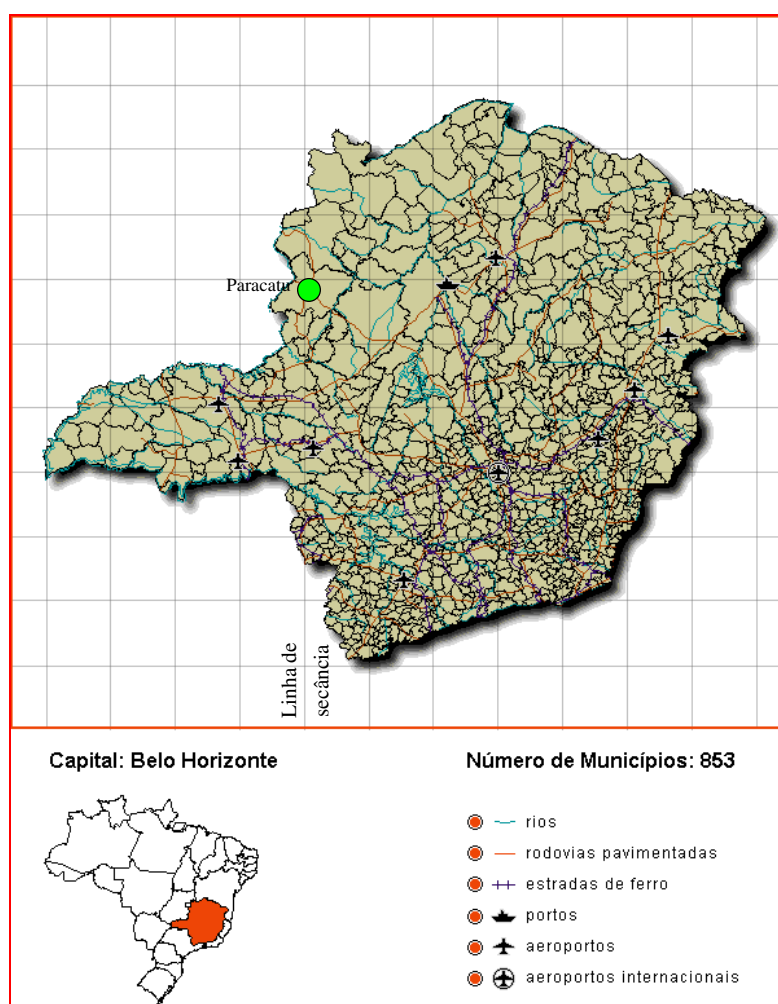


Figura 14 – Situação e localização do município de Paracatu

CAPÍTULO 4

EQUIPAMENTOS MATERIAIS E EQUIPE TÉCNICA

4.1 EQUIPAMENTOS E MATERIAIS

Foram utilizados nas aplicações práticas, os seguintes equipamentos e materiais:

- a) 01 estação total, marca TOPCON, série 210, modelo GTS 213, classe 2 (NBR 13.133/94), com tripé, bastão com refletor e placa de pontaria;
- b) 02 receptores GPS geodésicos – GP-SX1 (Geodetic GPS Receiver)
- c) 01 notebook da marca COMPAQ com processador AMDK6II de 450 MHZ e 64 Mb de memória;
- d) Software TGLoad para descarregar os dados do GPS e GPSurvey para processamento;
- e) Software de automação topográfica Topograph versão 2.58;
- f) Planilha eletrônica Excel;
- g) Software Autocad R14;
- h) Impressora HP Laserjet 2200;
- i) Mapas base de referência cedidos pelas prefeituras.

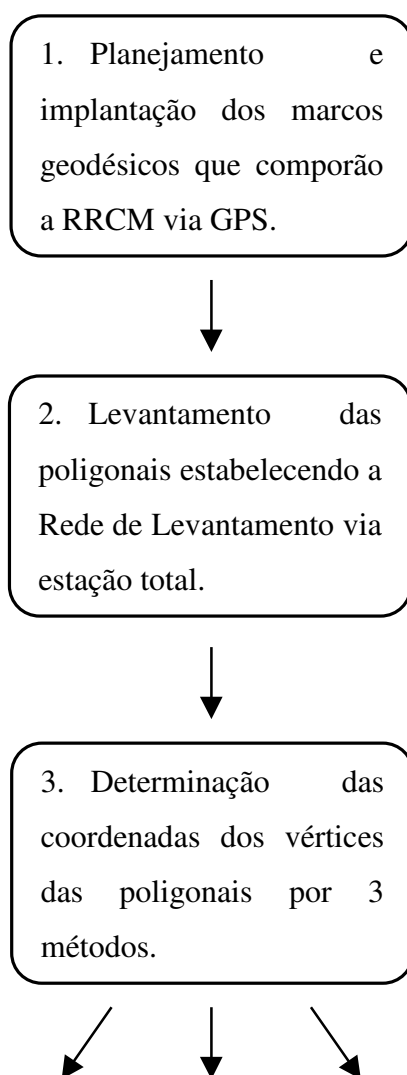
4.2 EQUIPE TÉCNICA

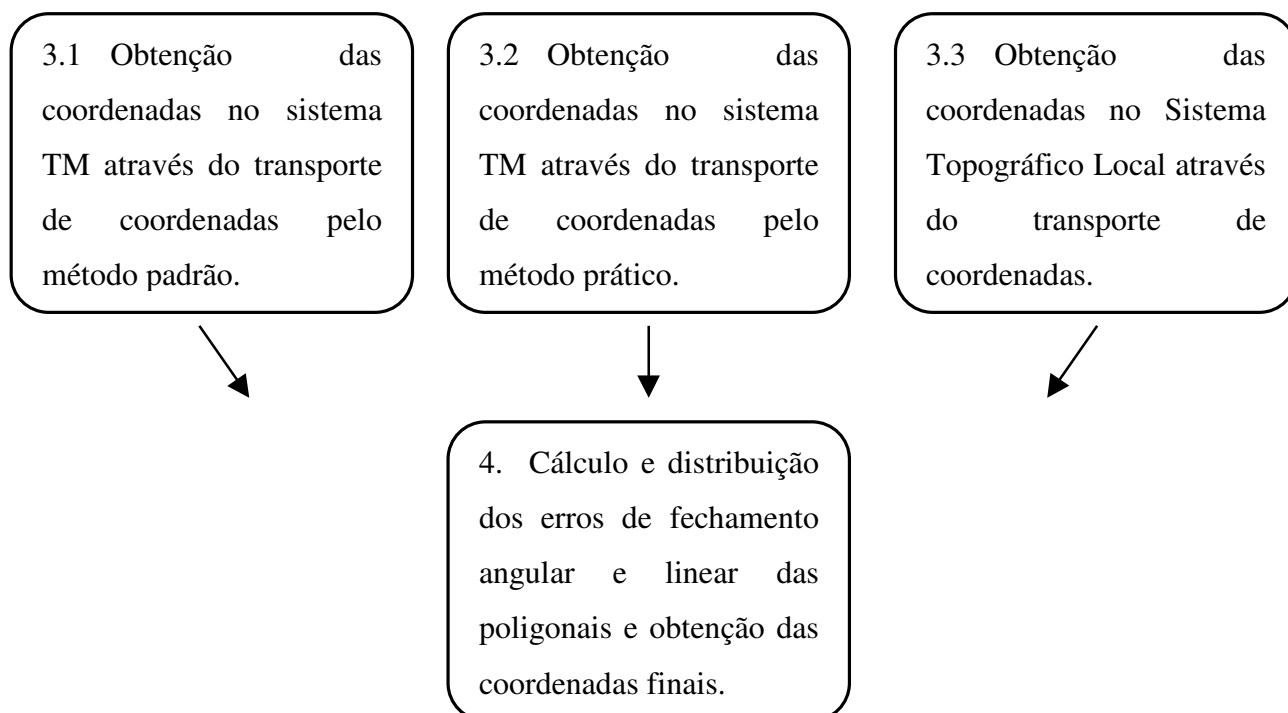
A equipe técnica foi formada por funcionários da empresa IPM automação e consultoria, que utilizaram da presente metodologia para os trabalhos realizados em cada município, sendo composta por : 01 Engenheiro agrimensor (coordenador dos trabalhos em campo e escritório), 02 técnicos em topografia e 04 auxiliares de topografia.

CAPÍTULO 5

MÉTODO APLICADO

O método adotado para a execução deste trabalho baseou-se na implantação de pontos de apoio de campo através da tecnologia GPS, para a partir deles gerar a Rede de Levantamento estabelecida pelo método da poligonação através de topografia convencional (estação total). As poligonais criadas foram do tipo 2 segundo a NBR 13.133. A partir dos dados obtidos pelo GPS e pela poligonação foram iniciadas as diversas análises e comparações que serão demonstradas no capítulo resultados. Todo o processo realizado está demonstrado no fluxograma abaixo.





5.1 PRIMEIRA ETAPA: PLANEJAMENTO, IMPLANTAÇÃO E RASTREIO

Quando se trata de implantação de marcos que servirão de apoio para levantamento topográfico cadastral o primeiro cuidado é que os marcos sejam implantados em pares e que sejam totalmente intervisíveis, outra questão que se deva atentar é que estes pontos devem ser distribuídos no município de forma que se tenha pelo menos um par de marcos para cada 3 km² (quilômetros quadrados) e que sejam alocados de forma homogênea em relação ao perímetro urbano a ser mapeado. Outra questão importante que foi levado em consideração diz respeito à localização dos marcos, cuidou-se para que os mesmos fossem implantados de preferência em pontos de referência estratégicos no município os quais, com o fim de dificultar a depredação, foram localizados em áreas pertencentes à órgãos públicos como escolas, departamento nacional de infra-estrutura e transportes, polícia, entre outros. Neste contexto uma valiosa ferramenta que auxiliou na definição dos locais a serem implantados os marcos foi um mapa do perímetro urbano contendo a denominação dos logradouros bem como bairros, distritos e pontos de referência.

Assim, nesta etapa foram implantados no município de Curitiba 07 pares de marcos, no município de Santa Terezinha de Itaipu 03 pares de marcos e no município de Paracatu 13 pares de marcos.

O rastreamento foi executado adotando o posicionamento geodésico por equipamento GPS de duas frequências, utilizando-se do método relativo estático, onde o tempo de observação foi em média de 1h05min. Em todos os 3 municípios o transporte foi realizado utilizando apenas um ponto como base, assim todos os marcos implantados em cada município foram obtidos sem o emprego de ajustamento, o qual não foi utilizado pois não estava requerido no edital de licitação para o serviço. Entretanto, é necessário ressaltar que o ideal seria utilizar outros pontos como base para processar os dados, com a finalidade de obter-se a abundância de observações e conseqüentemente conhecer-se realmente a precisão e os resíduos na coordenada de cada marco implantado.

Para maior confiabilidade na determinação das coordenadas dos marcos, cuidou-se para que o receptor base fosse instalado em marcos implantados por órgãos públicos onde foi realizada uma prévia consulta no IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) com a finalidade de definir estes marcos. Assim, no município de Curitiba a base utilizada foi o marco geodésico de referência do IBGE localizado em Campos Novos/SC com a denominação IBGE_SAT91863, em Santa Terezinha de Itaipu utilizou-se como base o marco geodésico de referência também do IBGE localizado em Foz do Iguaçu/PR denominado IBGE_SAT91880, quanto ao município de Paracatu/MG, visto que todos os marcos do IBGE que poderiam ser utilizados não foram encontrados ou se encontravam em estado de depreciação, o marco geodésico base utilizado foi o da CEMIG (Centrais Elétricas de Minas Gerais) com a denominação CEMIG 17021.

A coleta de dados de campo bem como o processamento dos dados foi de responsabilidade de uma empresa prestadora de serviços da área de geodésia a qual foi contratada pela empresa IPM para a implantação e obtenção das coordenadas dos marcos sendo que toda a etapa de campo foi acompanhada e fiscalizada por funcionários da empresa e por engenheiro responsável.

O processamento dos dados foi realizado no software GPSurvey e as coordenadas geodésicas obtidas em WGS84 foram convertidas para o sistema SAD-69.

5.2 SEGUNDA ETAPA: LEVANTAMENTO DAS POLIGONAIS

Depois da coleta dos dados com o equipamento GPS Geodésico, ou seja, concluída a implantação dos marcos geodésicos e a obtenção de suas coordenadas partiu-se para o levantamento das poligonais. Várias poligonais foram criadas a fim de estabelecer a Rede de Levantamento, que servirá de base para os diversos trabalhos que por ventura a prefeitura vier a realizar como parcelamentos, arruamentos, projetos de engenharia, entre outros. No entanto para a análise deste trabalho foi utilizada somente uma poligonal em cada município. Todas as poligonais foram levantadas utilizando-se estação total e com a finalidade de diminuir erros humanos, em todos os vértices da poligonal foram utilizados tripés nos bastões dos prismas refletores.

Todos os pontos de levantamento foram implantados de forma tal a permitir total intervisibilidade entre os pontos de vante e de ré de modo que se identificava com clareza a base do bastão, dando assim maior confiabilidade à medição dos ângulos e distâncias. Teve-se o cuidado de identificar no local, por meio de tinta óleo, a descrição de todos os pontos de levantamentos a fim de que, para futuros trabalhos, se possa encontrar estes pontos com menos dificuldade.

As poligonais implantadas seguiram métodos equivalentes aos referidos nas normas da NBR 13.133 e se enquadraram em três classes distintas, a saber:

Classe I PRC – “Apoio topográfico da rede de referência cadastral municipal, apoiada na rede geodésica densificada por poligonal classe IP ou processo equivalente”.

Classe II PRC – “Poligonais auxiliares da rede de referência cadastral municipal destinada à determinação dos pontos referenciadores de quadras ou de glebas”.

Classe II P – “Apoio topográfico para projetos básicos, executivos, como executado, e obras de engenharia”.

Tabela 05 – Características das poligonais

Classe	Método		Desenvolvimento				Materialização
	Angular	Linear	Extensão Máxima	Lado Mínimo	Lado Médio	Número Máx. de Vértices	
I PRC	Método das direções com centragem forçada, três séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical.	Leituras recíprocas (vante e ré)	03 Km	100 m	≥ 200 m	16	Pinos de aço
II PRC	Método das direções: duas séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical.	Leituras recíprocas (vante e ré)	650 m	40 m	≥ 80 m	9	Pinos de aço
II P	Método das direções: Três séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical.	Leituras recíprocas (vante e ré). Correção de temperatura e pressão	15 Km	100 m	≥ 190 m	31	Pinos de aço

Além da classificação apresentada acima as poligonais foram também caracterizadas por tipo, sendo dispostas em apenas 1 dos 3 tipos discriminados pela norma:

Poligonal Tipo 2 – “Apoiadas e fechadas em direções e pontos distintos com desenvolvimento curvo”.

O estabelecimento das tolerâncias para os erros de fechamento das poligonais também seguiu conforme preconiza a norma.

- Tolerância de fechamento angular:

$T_{\alpha} \leq a + b\sqrt{N}$, onde N é o número de vértices da poligonal, incluindo os de partida e de chegada;

- Tolerância de fechamento linear, após a compensação angular:

$T_p \leq c + d\sqrt{L}$, onde L é a extensão da poligonal em quilômetros;

- Erro relativo, máximo aceitável, de fechamento linear, após compensação angular:

$$e_r \leq \frac{T_P}{L}$$

Os valores dos coeficientes “a”, “b”, “c”, e “d” constam em tabelas da NBR 13.133 e variam conforme a denominação da rede implantada, a classe e o tipo da poligonal. A tabela 06 mostra os valores destes coeficientes para as poligonais levantadas neste trabalho.

Tabela 06 – Valores dos coeficientes

Poligonais		Coeficientes			
Classe	Tipo	a (segundos)	B (segundos)	c (metros)	d (metros)
I PRC	2	0,4	8	0,06	0,07
II P	2	0,4	15	0,06	0,10

Neste trabalho os levantamentos foram executados segundo o método das direções com visadas na posição direta e inversa e com leitura simples com apenas uma determinação de ângulo em apenas uma posição do limbo, apesar da NBR 13.133 prescrever que os ângulos devem ser lidos em séries de leituras conjugadas, já que as Estações Totais compensam os erros de eixo, excentricidade e graduação e os seus ângulos já serem uma média de leituras (Maia, 1999), desde que o equipamento esteja devidamente calibrado. Maia (1999) acrescenta ainda que a utilização de séries de leituras conjugadas (repetição) se faz necessária para reduzir as falhas humanas e as possíveis calibrações incorretas do aparelho. O comprimento dos lados da poligonal foi medido através de leituras recíprocas de vante e ré, onde foram executadas três leituras de distâncias e adotada a média destas para realizar os cálculos das coordenadas dos pontos, na projeção TM (UTM, RTM e LTM) e no Sistema Topográfico Local.

Depois de realizado o mapeamento descarregou-se os dados no software topograph onde se obteve as referidas cadernetas de campo com medidas de ângulos e distâncias de todos os pontos do levantamento. No Topograph também foi realizado o cálculo do nivelamento trigonométrico a fim de obter as altitudes de todos os vértices das poligonais, que serão utilizados no cálculo da altitude média da região a fim de definir a altitude do Plano Topográfico local. A seguir os dados das cadernetas foram exportados para o software Excel para aí então, após as transformações e reduções necessárias, serem determinadas as coordenadas finais dos vértices das poligonais.

5.3 TERCEIRA ETAPA: DETERMINAÇÃO DAS COORDENADAS DOS VÉRTICES DAS POLIGONAIS

Esta etapa será descrita em três partes separadamente caracterizando as metodologias e projeções analisadas no trabalho.

5.3.1 Metodologia para obtenção das coordenadas de uma rede de levantamento no sistema TM aplicando o método padrão

O primeiro procedimento realizado nesta etapa foi a transformação das coordenadas dos pontos de referência de partida e de chegada, que se encontravam em Latitude e Longitude, para coordenadas TM (UTM, RTM e LTM). As expressões que possibilitam esta transformação são apresentadas nos anexos e podem ser encontradas em Richardus & Adler (1972) e Santos (1985). É também apresentado em anexo uma proposta de formulário para a realização passo a passo do transporte de coordenadas no plano TM a partir de dados advindos de estação total e coordenadas de partida TM.

Na seqüência, realizou-se a redução das distâncias horizontais ao nível do mar utilizando a fórmula (01). Depois foram realizados os transportes de coordenadas, os quais obedeceram as seguintes seqüências de cálculo conforme pode ser visto na figura 15 (seja um ponto 3 a determinar a partir de um par de coordenadas conhecidas 1 e 2):

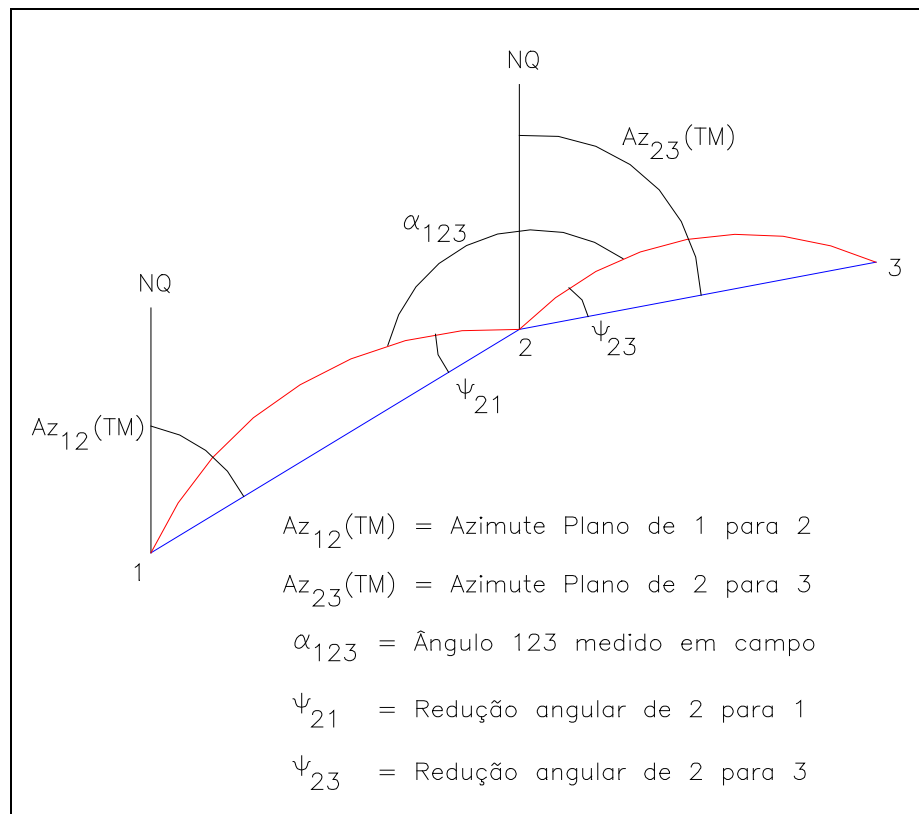


Figura 15 – Transporte de coordenadas no Sistema TM

Passo 1 – De posse das coordenadas de partida (E_1, N_1) e (E_2, N_2) calculou-se o azimute plano TM de 1 para 2, através da fórmula:

$$Az_{1-2} = ATAN\left(\frac{E_2 - E_1}{N_2 - N_1}\right) \quad (06)$$

Passo 2 – Cálculo da redução angular do ponto 2 para o ponto 1 através da fórmula:

$$\Psi_{2-1} = 6,8755 \cdot 10^{-8} \Delta N_{12} (E_1' + 2E_2') XVIII \quad (07)$$

$$\Delta N_{12} = N_1 - N_2$$

$$E' = E - cte$$

cte = Origem do sistema TM em relação às abscissas (Eixo E)

$$XVIII = 10^{12} / (2MNK_0^2) \quad (08)$$

K_0 = Coeficiente de deformação no meridiano central

M = Raio de curvatura da seção meridiana no ponto médio entre 1 e 2 dado por:

$$M = \left(\frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2(\text{sen}^2 \varphi_m))^{3/2}} \right) \quad (09)$$

N = Raio de curvatura da seção 1° vertical no ponto médio entre 1 e 2 dado por:

$$N = \left(\frac{a}{(1 - e^2(\text{sen}^2 \varphi_m))^{1/2}} \right) \quad (10)$$

Onde:

a = Semi-eixo maior do elipsóide,

e = Primeira excentricidade do elipsóide,

φ_m = Latitude média entre o ponto 1 e 2.

Passo 3 – Cálculo da redução angular do ponto 2 para o ponto 3:

Este valor não pode ser determinado diretamente visto que ele depende das coordenadas do ponto 3 que se deseja determinar, assim deve ser realizado o seguinte procedimento:

Cálculo das coordenadas provisórias do ponto 3 através das fórmulas:

$$- N_3 = N_2 + S \cdot \cos(Az'_{2-3}) \quad (11)$$

$$- E_3 = E_2 + S \cdot \text{sen}(Az'_{2-3}) \quad (12)$$

Onde:

Az'_{2-3} = Azimute provisório do ponto 2 para o 3 dado por:

$$Az'_{2-3} = Az_{1-2} + \Psi_{12} + \alpha \quad (13)$$

N_2, E_2 = Coordenadas do ponto de partida

S = Distância elipsoidal entre o ponto 2 e 3

Cálculo da latitude média entre o ponto 2 e o ponto 3 através das fórmulas:

$$N_m = (N_2 + N_3) / 2 \quad (14)$$

$$S_0 = (cte - N_m) / K_0 \quad (15)$$

cte = Origem do sistema TM em relação às ordenadas (eixo N)

$$\varphi_1 = S_0 / (A \cdot a(1 - e^2)) \quad (16)$$

Onde:

$A =$ Constante do elipsóide - SAD69 = 1,00505262248

Interações:

$$S_n = a(1 - e^2) \cdot (A \cdot \varphi_n \cdot \text{sen}1'' - 1/2 \cdot B \cdot \text{sen}2\varphi_n + 1/4 \cdot C \cdot \text{sen}4\varphi_n - 1/6 \cdot D \cdot \text{sen}6\varphi_n + \dots) \quad (17)$$

$$\varphi_n = \varphi_{n-1} + (S_{n-2} - S_{n-1}) / (A \cdot a(1 - e^2)) \quad (18)$$

Realiza-se então n interações até que $\varphi_n = \varphi_{n-1}$ na precisão estabelecida, no caso deste trabalho estabeleceu-se o valor de 4 casas depois da casa dos segundos.

De posse então de φ_{medio} e das coordenadas provisórias do ponto 3 calcula-se então a redução angular propriamente dita através da fórmula (07).

Passo 4 – Cálculo do azimute plano TM definitivo do ponto 2 para o ponto 3 dado por:

$$Az_{2-3} = Az_{1-2} + \alpha + \Psi_{12} - \Psi_{23} \quad (19)$$

Passo 5 – Cálculo da distância plana TM entre os ponto 2 e 3 pelas fórmulas:

$$D_{utm} = S \cdot m \quad (20)$$

$m =$ Fator de escala médio, dado por:

$$m = K_0(1 + q_{XVIII}) \quad (21)$$

$$q = 1/3(q_2^2 + q_3^2 + q_2 \cdot q_3) \quad (22)$$

$$q_2 = 10^{-6} \cdot E_2' ; q_3 = 10^{-6} \cdot E_3' \quad (23)$$

Passo 6 – Cálculo das coordenadas definitivas do ponto 3 pelas fórmulas:

$$- N_3 = N_2 + D_{um} \cdot \cos(Az_{2-3}) \quad (24)$$

$$- E_3 = E_2 + D_{um} \cdot \text{sen}(Az_{2-3}) \quad (25)$$

5.3.2 Método de obtenção de coordenadas de uma rede de levantamento no sistema TM usualmente empregado na prática:

Com as coordenadas dos pontos de referência de partida e de chegada no sistema TM, determinaram-se as coordenadas dos vértices das poligonais utilizando as fórmulas da topografia básica negligenciando todas as reduções e transformações necessárias para a realização do transporte de coordenadas. Assim as coordenadas de um ponto a determinar 3 foram calculadas a partir de um par de pontos de coordenadas conhecidas 1 e 2 através das fórmulas:

$$- N_3 = N_2 + Dh \cdot \cos(Az_{2-3}) \quad (26)$$

$$- E_3 = E_2 + Dh \cdot \text{sen}(Az_{2-3}) \quad (27)$$

Dh = Distância horizontal coletada em campo

$$Az_{23} = Az_{12} + \alpha$$

Az_{12} = Azimute TM de partida obtido pela equação descrita em (06)

α = Ângulo horizontal coletado em campo.

Os cálculos e processamentos realizados neste método foram feitos utilizando o software Topograph, com o fim de se proceder o mais semelhante possível conforme empregado na prática.

Com o simples propósito de diferenciar a metodologia demonstrada neste item, da metodologia apresentada no item anterior, adotou-se o sinal * (asterisco) para se reportar às coordenadas obtidas utilizando o método prático.

5.3.3 Método de obtenção de coordenadas de uma rede de levantamento no Sistema Topográfico Local:

Primeiramente, de posse das coordenadas geográficas dos pontos de referência de partida e chegada, realizou-se a transformação destas coordenadas geográficas para coordenadas no Sistema Topográfico Local. As fórmulas para a realização desta transformação são apresentadas em anexo e podem ser encontradas na NBR 14.166 (1998).

Obtidas as coordenadas de referências das poligonais no STL procedeu-se o transporte de coordenadas na seguinte seqüência (Seja o ponto 3 a determinar a partir de dois pontos de coordenadas conhecidas 1 e 2):

Passo 1 – Adoção da altitude média da região:

Conhecidas as altitudes dos pontos de apoio geodésico do sistema (obtidos via GPS), calculou-se a altitude média da região a fim de caracterizar o Plano Topográfico Local.

Passo 2 – Redução das distâncias ao Plano Topográfico Local:

Estipulado a altitude do Plano Topográfico Local, todas as distâncias horizontais medidas em campo foram reduzidas ou elevadas ao Plano através da expressão:

$$Dh_{STL} = Dh \cdot \frac{R_m + H_{STL}}{R_m + H_m} \quad (28)$$

Onde:

Dh_{STL} = Distância horizontal elevada ao STL;

Dh = Distância horizontal medida em campo;

R_m = Raio médio ponderado terrestre na região, obtido por:

$$R_m = \sqrt{M \cdot N} \quad (29)$$

M = Raio de curvatura da seção meridiana

N = Raio de curvatura da seção 1° vertical

H_{STL} = Altitude do Plano Topográfico Local;

H_m = Altitude média entre os pontos em que se está reduzindo a distância.

Passo 3 – Obtenção das coordenadas do ponto 3:

$$X_3 = X_2 + Dh_{STL} \cdot \text{sen}(Az_{2-3}) \quad (30)$$

$$Y_3 = Y_2 + Dh_{STL} \cdot \text{cos}(Az_{2-3}) \quad (31)$$

Dh_{STL} = Distância horizontal elevada ao STL;

$$Az_{23} = Az_{12} + \alpha$$

Az_{12} = Azimute Topográfico de partida orientado para o norte de quadrícula do sistema

obtido por:

$$Az_{1-2} = ATAN\left(\frac{X_2 - X_1}{Y_2 - Y_1}\right) \quad (32)$$

α = Ângulo horizontal coletado em campo.

Devido ao fato de que no Sistema Topográfico Local o azimute topográfico tem orientação para o Norte de quadrícula, o mesmo está afetado pela convergência meridiana que pode ser calculado segundo expressões apresentadas em anexo.

Os cálculos e processamentos no STL foram realizados com o auxílio do software Topograph.

5.4 QUARTA ETAPA: CÁLCULO E DISTRIBUIÇÃO DOS ERROS DE FECHAMENTO ANGULAR E LINEAR DAS POLIGONAIS E OBTENÇÃO DAS COORDENADAS FINAIS DOS VÉRTICES

Estes cálculos e procedimentos foram realizados em todas as poligonais utilizadas e apresentadas neste trabalho segundo as prescrições da NBR 13.133 (1994), sendo que os resultados também foram comparados com as precisões exigidas nesta norma. Os procedimentos obedeceram a seguinte seqüência:

5.4.1 Fechamento angular:

Realizou-se o transporte das coordenadas conforme descrito na etapa anterior e obteve-se o azimute final do transporte, da diferença deste azimute calculado com o azimute final de referência calculou-se o erro angular da poligonal e comparando este com o exigido na norma distribuiu-se o mesmo pelos vértices da poligonal.

$$\text{Erro angular } (E_a) = Az_{\text{calculado}} - Az_{\text{referência}} \quad (33)$$

$$\text{Correção angular } (C_a) = E_a / n^{\circ} \text{ vértices da poligonal} \quad (34)$$

$$\text{Az compensado} = Az_{\text{calculado}} - C_a \times \text{Ordem do vértice na poligonal.} \quad (35)$$

5.4.2 Fechamento Linear:

Depois de realizado a compensação do erro angular realizou-se a verificação do erro de fechamento linear através do método das projeções naturais comparando-o com o exigido pela norma e distribuiu-se o mesmo pelos vértices.

$$\text{Proj. E} = \text{Distância} \times \text{Sen}(\text{Az compensado}) \quad (36)$$

$$\text{Proj. N} = \text{Distância} \times \text{Cos}(\text{Az compensado}) \quad (37)$$

$$\text{Proj. N entre os pontos de referência } (\Sigma N_{\text{ref}}) = N_{\text{final}} - N_{\text{inicial}} \quad (38)$$

$$\text{Proj. E entre os pontos de referência } (\Sigma E_{\text{ref}}) = E_{\text{final}} - E_{\text{inicial}} \quad (39)$$

$$\text{Erro em N } (E_N) = \Sigma N_{\text{ref}} - \Sigma N_{\text{calculados}} \quad (40)$$

$$\text{Erro em E } (E_E) = \Sigma E_{\text{ref}} - \Sigma E_{\text{calculados}} \quad (41)$$

$$\text{Erro linear } (E_l) = \sqrt{(E_N^2 + E_E^2)} \quad (42)$$

$$\text{Erro relativo} = E_l / \text{Perímetro da poligonal} \quad (43)$$

$$\text{Correção em N } (C_N) = E_N / \text{Perímetro da poligonal} \quad (44)$$

$$\text{Correção em E } (C_E) = E_E / \text{Perímetro da poligonal} \quad (45)$$

$$\text{Projeção N Compensada} = \text{Proj. N} + C_N \times \text{distância} \quad (46)$$

$$\text{Projeção E Compensada} = \text{Proj. E} + C_E \times \text{distância} \quad (47)$$

5.4.3 Coordenadas finais compensadas:

As coordenadas finais compensadas são obtidas efetuando-se o somatório acumulado a partir das coordenadas de partida com as projeções compensadas.

$$N_{\text{compensado}} = N_{\text{anterior}} + \text{Proj. } N_{\text{compensada}} \quad (48)$$

$$E_{\text{compensado}} = E_{\text{anterior}} + \text{Proj. } E_{\text{compensada}} \quad (49)$$

CAPÍTULO 6

RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE CURITIBANOS

No município de Curitiba a poligonal levantada em campo partiu dos vértices de referência CB6B e CB6A e chegou nos vértices CB5B e CB5A. A poligonal denominada Curitiba constou de 22 vértices e apresentou desenvolvimento curvo enquadrada na classe II P tipo 2, conforme pode ser visualizado no croqui abaixo:

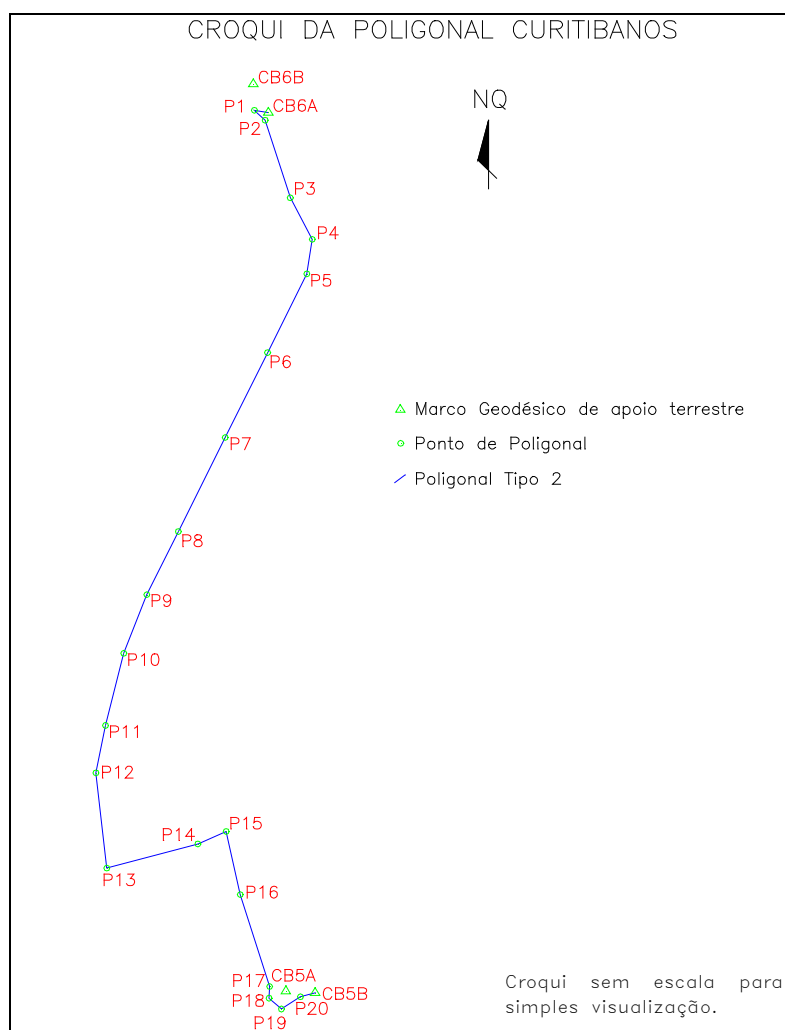


Figura 16 – Croqui da poligonal Curitiba

Tabela 07 – Caderneta de campo da poligonal Curitibaanos

Estação	Âng. Horiz.	Dist. Horiz. (m)	Desnível (m)
CB6A			
	306°51'23"	36,04	-2,586
P1			
	33°33'02"	37,49	-0,357
P2			
	209°19'59"	209,56	4,171
P3			
	170°11'02"	120,72	1,634
P4			
	216°35'57"	89,85	-7,550
P5			
	197°23'04"	225,79	-13,565
P6			
	179°59'13"	243,75	-9,434
P7			
	179°59'09"	269,83	-1,934
P8			
	180°05'07"	181,35	1,028
P9			
	174°54'41"	161,87	2,994
P10			
	172°49'15"	191,40	-2,497
P11			
	177°13'26"	124,19	-2,464
P12			
	162°12'15"	246,70	-13,554
P13			
	81°31'27"	240,62	9,393
P14			
	170°51'40"	79,16	-0,805
P15			
	281°38'06"	166,42	3,353
P16			
	174°50'07"	248,01	29,169
P17			
	200°21'31"	29,89	2,009
P18			
	128°59'35"	42,11	-0,270
P19			
	105°21'31"	57,84	1,402
P20			
	197°50'52"	39,03	-0,135
CB5B			

Tabela 08 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitiba nos no Sistema TM pelo método padrão.

Estação	Latitude	Longitude	UTM N (m)	UTM E (m)	RTM N (m)	RTM E (m)	LTM N (m)	LTM E (m)
CB6B	27°18'01,35"	50°34'26,01"	6.980.212,45	542.163,89	1.979.019,15	442.180,55	1.979.088,93	192.685,48
CB6A	27°18'03,72"	50°34'24,61"	6.980.139,29	542.202,08	1.978.945,97	442.218,76	1.979.015,90	192.723,99
P1	27°18'03,54"	50°34'25,91"	6.980.145,11	542.166,53	1.978.951,79	442.183,19	1.979.021,58	192.688,40
P2	27°18'04,36"	50°34'24,90"	6.980.119,63	542.194,01	1.978.926,30	442.210,68	1.978.996,20	192.715,99
P3	27°18'10,83"	50°34'22,54"	6.979.920,25	542.258,16	1.978.726,84	442.274,86	1.978.797,00	192.780,96
P4	27°18'14,30"	50°34'20,49"	6.979.813,38	542.314,16	1.978.619,93	442.330,88	1.978.690,32	192.837,41
P5	27°18'17,19"	50°34'20,99"	6.979.724,68	542.300,19	1.978.531,19	442.316,91	1.978.601,53	192.823,79
P6	27°18'23,77"	50°34'24,61"	6.979.522,43	542.200,10	1.978.328,86	442.216,78	1.978.398,81	192.724,48
P7	27°18'30,88"	50°34'28,51"	6.979.304,07	542.092,11	1.978.110,42	442.108,74	1.978.179,93	192.617,31
P8	27°18'38,75"	50°34'32,83"	6.979.062,31	541.972,62	1.977.868,56	441.989,20	1.977.937,61	192.498,75
P9	27°18'44,04"	50°34'35,74"	6.978.899,94	541.892,07	1.977.706,13	441.908,62	1.977.774,86	192.418,82
P10	27°18'48,94"	50°34'37,86"	6.978.749,21	541.833,31	1.977.555,34	441.849,84	1.977.623,83	192.360,65
P11	27°18'54,98"	50°34'39,53"	6.978.563,69	541.786,66	1.977.369,75	441.803,17	1.977.438,06	192.314,72
P12	27°18'58,93"	50°34'40,40"	6.978.442,00	541.762,25	1.977.248,00	441.778,76	1.977.316,22	192.290,79
P13	27°19'06,89"	50°34'39,36"	6.978.197,00	541.789,99	1.977.002,91	441.806,50	1.977.071,25	192.319,52
P14	27°19'04,85"	50°34'30,92"	6.978.258,98	542.022,36	1.977.064,92	442.038,97	1.977.134,18	192.551,73
P15	27°19'03,80"	50°34'28,29"	6.978.291,25	542.094,60	1.977.097,20	442.111,23	1.977.166,76	192.623,86
P16	27°19'09,07"	50°34'26,97"	6.978.128,83	542.130,43	1.976.934,72	442.147,08	1.977.004,42	192.660,36
P17	27°19'16,74"	50°34'24,21"	6.977.892,57	542.205,40	1.976.698,36	442.222,08	1.976.768,37	192.736,31
P18	27°19'17,71"	50°34'24,26"	6.977.862,73	542.203,97	1.976.668,51	442.220,65	1.976.738,51	192.734,99
P19	27°19'18,62"	50°34'23,11"	6.977.834,71	542.235,37	1.976.640,47	442.252,06	1.976.710,61	192.766,52
P20	27°19'17,59"	50°34'21,35"	6.977.866,10	542.283,91	1.976.671,88	442.300,62	1.976.742,21	192.814,95
CB5B	27°19'17,26"	50°34'19,98"	6.977.876,23	542.321,58	1.976.682,02	442.338,30	1.976.752,49	192.852,59
CB5A	27°19'18,15"	50°34'23,46"	6.977.849,05	542.226,01	1.976.654,83	442.242,70	1.976.724,92	192.757,10

Tabela 09 – Análise de fechamento da Poligonal Curitiba nos no Sistema UTM

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	66,7		70,7
Linear (m)	N -0,070	E -0,074	-
Linear absoluto (m)	0,102		0,234
Relativo	1:29.754		1:12.971

Tolerância angular = $a + b\sqrt{N} \Rightarrow a = 0,4''$ (Precisão 2ª ordem, espaçamento entre vértices da rede de 2 Km); $b = 15''$ (Poligonal classe II P tipo 2); $N = 22$ (vértices).

$$\text{Tolerância angular} = 0,4'' + 15'' \sqrt{22} \Rightarrow 0,4'' + 70,3'' = 70,7''$$

Tolerância linear = $c + d\sqrt{L} \Rightarrow c = 0,06\text{m}$ (Precisão 2ª ordem, espaçamento entre vértices da rede de 2 Km); $d = 0,10\text{m}$ (Poligonal classe II P tipo 2); $L = 3,04\text{ km}$.

$$\text{Tolerância linear} = 0,06 + 0,1 \sqrt{3,04} \Rightarrow 0,06 + 0,174 = 0,234\text{m}$$

Tabela 10 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema RTM

ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	66,4	70,7
Linear (m)	N -0,071 E -0,080	-
Linear absoluto (m)	0,107	0,234
Relativo	1:28.443	1:12.974

Tabela 11 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema LTM.

ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	67,1	70,7
Linear (m)	N -0,071 E -0,080	-
Linear absoluto (m)	0,107	0,234
Relativo	1:28.443	1:12.974

Localização no fuso do município de Curitibaanos nas projeções UTM, RTM e LTM.

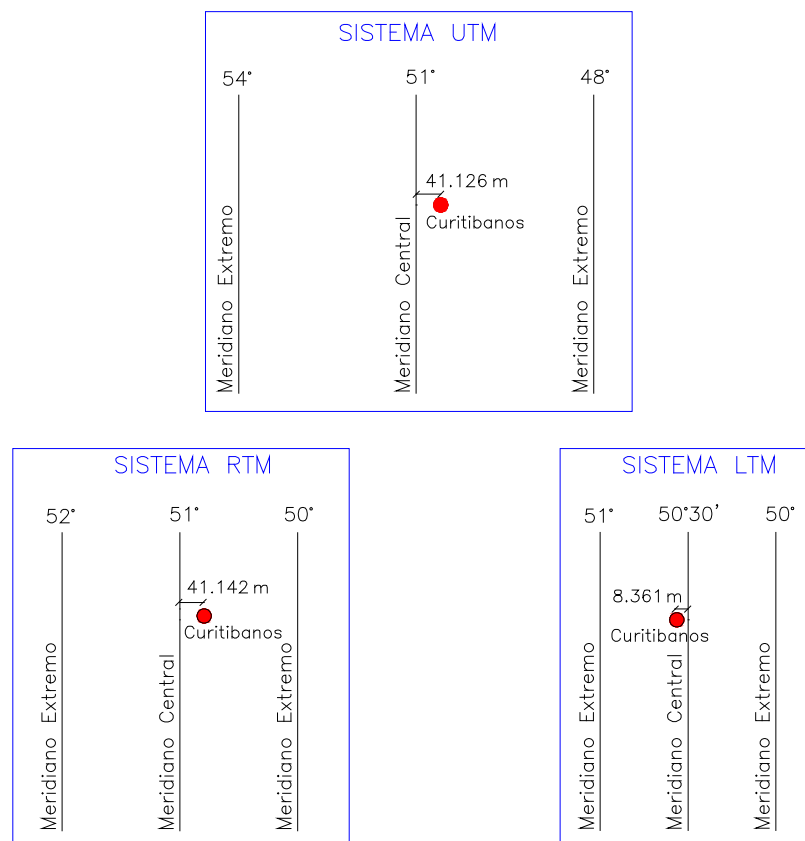
**Figura 17** – Localização do município de Curitibaanos nas projeções UTM, RTM e LTM

Tabela 12 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitibaanos no Sistema TM* pelo método prático

Estação	Latitude	Longitude	UTM* N (m)	UTM* E (m)	RTM* N (m)	RTM* E (m)	LTM* N (m)	LTM* E (m)
CB6B	27°18'01,35"	50°34'26,01"	6.980.212,45	542.163,89	1.979.019,15	442.180,55	1.979.088,93	192.685,48
CB6A	27°18'03,72"	50°34'24,61"	6.980.139,29	542.202,08	1.978.945,97	442.218,76	1.979.015,90	192.723,99
P1	27°18'03,54"	50°34'25,91"	6.980.145,11	542.166,51	1.978.951,79	442.183,19	1.979.021,58	192.688,39
P2	27°18'04,36"	50°34'24,90"	6.980.119,63	542.194,01	1.978.926,30	442.210,69	1.978.996,20	192.715,99
P3	27°18'10,83"	50°34'22,54"	6.979.920,24	542.258,19	1.978.726,84	442.274,87	1.978.797,00	192.780,97
P4	27°18'14,30"	50°34'20,49"	6.979.813,37	542.314,21	1.978.619,92	442.330,89	1.978.690,31	192.837,42
P5	27°18'17,19"	50°34'20,99"	6.979.724,65	542.300,23	1.978.531,18	442.316,92	1.978.601,52	192.823,80
P6	27°18'23,77"	50°34'24,61"	6.979.522,40	542.200,09	1.978.328,85	442.216,77	1.978.398,80	192.724,47
P7	27°18'30,88"	50°34'28,51"	6.979.304,02	542.092,02	1.978.110,40	442.108,71	1.978.179,92	192.617,29
P8	27°18'38,75"	50°34'32,83"	6.979.062,25	541.972,46	1.977.868,55	441.989,16	1.977.937,59	192.498,70
P9	27°18'44,04"	50°34'35,74"	6.978.899,88	541.891,87	1.977.706,12	441.908,56	1.977.774,84	192.418,76
P10	27°18'48,94"	50°34'37,86"	6.978.749,13	541.833,07	1.977.555,32	441.849,77	1.977.623,81	192.360,57
P11	27°18'54,98"	50°34'39,54"	6.978.563,61	541.786,39	1.977.369,73	441.803,09	1.977.438,04	192.314,63
P12	27°18'58,93"	50°34'40,41"	6.978.441,91	541.761,97	1.977.247,98	441.778,67	1.977.316,20	192.290,70
P13	27°19'06,89"	50°34'39,36"	6.978.196,90	541.789,71	1.977.002,89	441.806,41	1.977.071,22	192.319,42
P14	27°19'04,85"	50°34'30,92"	6.978.258,93	542.022,21	1.977.064,90	442.038,92	1.977.134,17	192.551,68
P15	27°19'03,80"	50°34'28,29"	6.978.291,24	542.094,49	1.977.097,20	442.111,20	1.977.166,75	192.623,83
P16	27°19'09,07"	50°34'26,97"	6.978.128,81	542.130,33	1.976.934,71	442.147,05	1.977.004,41	192.660,33
P17	27°19'16,74"	50°34'24,21"	6.977.892,53	542.205,34	1.976.698,35	442.222,06	1.976.768,36	192.736,29
P18	27°19'17,71"	50°34'24,26"	6.977.862,69	542.203,91	1.976.668,50	442.220,63	1.976.738,50	192.734,97
P19	27°19'18,62"	50°34'23,11"	6.977.834,67	542.235,33	1.976.640,46	442.252,05	1.976.710,60	192.766,50
P20	27°19'17,59"	50°34'21,35"	6.977.866,09	542.283,89	1.976.671,88	442.300,61	1.976.742,21	192.814,94
CB5B	27°19'17,26"	50°34'19,98"	6.977.876,23	542.321,58	1.976.682,02	442.338,30	1.976.752,49	192.852,59
CB5A	27°19'18,15"	50°34'23,46"	6.977.849,05	542.226,01	1.976.654,83	442.242,70	1.976.724,92	192.757,10

Tabela 13 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema UTM*

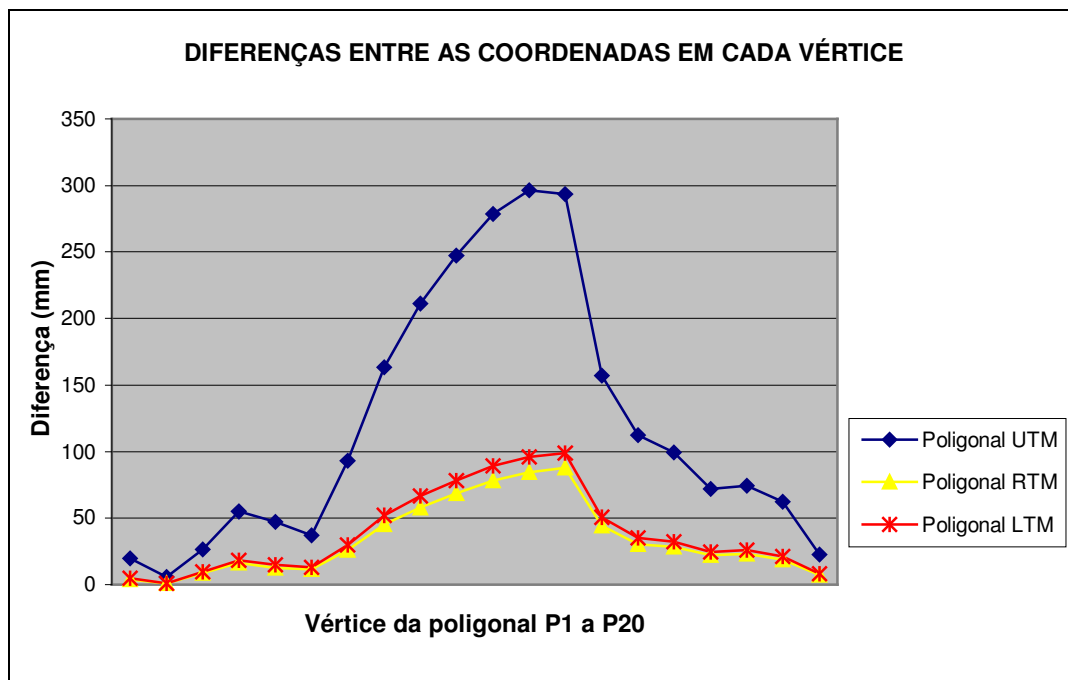
	ERROS	TOLERÂNCIA
Angular (")	66,6	70,7
Linear (m)	N -1,284 E -0,033	-
Linear absoluto (m)	1,284	0,234
Relativo	1:2.368	1:12.976

Tabela 14 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema RTM*

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	66,4		70,7
Linear (m)	N -0,390	E -0,086	-
Linear absoluto (m)	0,399		0,234
Relativo	1:7.621		1:12.976

Tabela 15 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibaanos no Sistema LTM*

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	67,4		70,7
Linear (m)	N -0,438	E -0,083	-
Linear absoluto (m)	0,446		0,234
Relativo	1:6.825		1:12.976

**Figura 18** – Diferenças entre as coordenadas da poligonal Curitibaanos calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.

Analisando o gráfico pode-se perceber que as diferenças nas coordenadas em quaisquer das projeções são de valores consideráveis, o que explica o baixo valor encontrado pelo erro de fechamento linear relativo nas projeções TM* e o não atendimento às tolerâncias da NBR 13.133. Nota-se também que a projeção UTM* foi a que apresentou os maiores valores para esta diferença. Isto é explicado devido ao fato de que no sistema UTM a poligonal se encontra próximo ao meridiano central do fuso (ver figura 17) onde a deformação linear é da ordem de 1:2.500 ao passo de que nas projeções RTM e LTM, devido à redução da extensão do fuso, a deformação linear é de menor magnitude. Isto é verificado também analisando os erros de fechamento lineares ocorridos nos sistemas UTM*, RTM* e LTM*.

Observando as tabelas de fechamento de poligonais das projeções UTM, RTM e LTM pode-se verificar que, como nestas poligonais a metodologia para o transporte de coordenadas considera as diferenças entre as superfícies de referência dos dados e realiza as transformações necessárias para compatibilizá-los, os valores dos erros de fechamento lineares se apresentam praticamente iguais ficando dentro das tolerâncias exigidas pela NBR 13.133.

Outra questão a ser analisada é quanto ao erro de fechamento angular das poligonais, observando as tabelas apresentadas verifica-se que o valor deste erro se mantém praticamente inalterado tanto de uma projeção para outra quanto de uma metodologia para outra, isto nos evidencia que, para esta poligonal, o valor da redução angular poderia ser desprezado sem que a precisão final dos trabalhos fosse afetada.

Tabela 16 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Curitibanos no Sistema Topográfico Local.

Origem do sistema Lat 27°18'40,49" , Long 50°34'22,30" Altitude Média = 1.018 m				
Estação	Latitude	Longitude	STL Y (m)	STL X (m)
CB6B	27°18'01,35"	50°34'26,01"	251.204,99	149.897,88
CB6A	27°18'03,72"	50°34'24,61"	251.131,93	149.936,34
P1	27°18'03,54"	50°34'24,61"	251.137,62	149.900,75
P2	27°18'04,36"	50°34'25,91"	251.112,23	149.928,34
P3	27°18'10,83"	50°34'24,90"	250.912,96	149.993,20
P4	27°18'14,30"	50°34'22,54"	250.806,22	150.049,59
P5	27°18'17,19"	50°34'20,49"	250.717,42	150.035,92
P6	27°18'23,77"	50°34'20,99"	250.514,73	149.936,47
P7	27°18'30,88"	50°34'24,61"	250.295,88	149.829,16
P8	27°18'38,75"	50°34'28,51"	250.053,59	149.710,43
P9	27°18'44,04"	50°34'32,83"	249.890,86	149.630,40
P10	27°18'48,94"	50°34'35,74"	249.739,84	149.572,12
P11	27°18'54,98"	50°34'37,86"	249.554,07	149.526,08
P12	27°18'58,93"	50°34'39,53"	249.432,23	149.502,08
P13	27°19'06,89"	50°34'40,40"	249.187,20	149.530,66
P14	27°19'04,85"	50°34'39,36"	249.250,00	149.762,95
P15	27°19'03,80"	50°34'30,92"	249.282,54	149.835,12
P16	27°19'09,07"	50°34'28,29"	249.120,15	149.871,53
P17	27°19'16,74"	50°34'26,97"	248.884,02	149.947,35
P18	27°19'17,71"	50°34'24,21"	248.854,16	149.946,01
P19	27°19'18,62"	50°34'24,26"	248.826,23	149.977,53
P20	27°19'17,59"	50°34'23,11"	248.857,81	150.025,99
CB5B	27°19'17,26"	50°34'21,35"	248.868,07	150.063,65
CB5A	27°19'18,15"	50°34'19,98"	248.840,55	149.968,12

Tabela 17 – Análise de fechamento da Poligonal Curitibanos no Sistema Topográfico Local.

	ERROS	TOLERÂNCIA
Angular (")	67,1	70,7
Linear (m)	N -0,066 E -0,103	-
Linear absoluto (m)	0,122	0,234
Relativo	1:24.903	1:12.976

6.2 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE SANTA TEREZINHA DE ITAIPÚ

No município de Santa Terezinha de Itaipu a poligonal levantada em campo partiu dos vértices de referência STI04 e STI01 e chegou nos vértices STI02 e STI05. A poligonal denominada STI constou de 15 vértices e apresentou desenvolvimento curvo enquadrada na classe I PRC tipo 2, conforme pode ser visualizado no croqui abaixo:

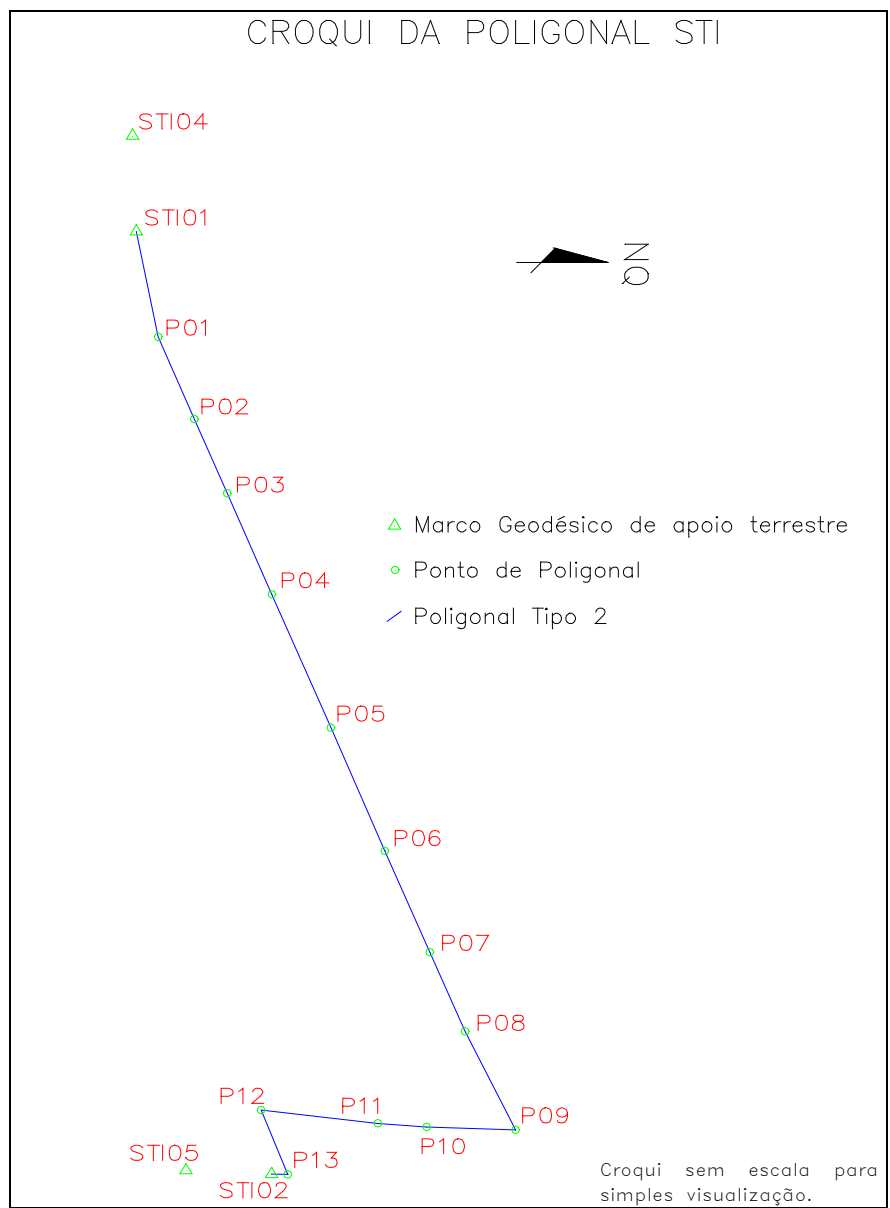


Figura 19 – Croqui da poligonal STI

Tabela 18 – Caderneta de campo da poligonal STI

Estação	Ang. Horiz	Dist. Horiz (m)	Desnível (m)
STI01			
	170°36'32"	210,55	3,155
P01			
	168°05'10"	175,41	-0,933
P02			
	179°51'49"	158,67	-3,921
P03			
	180°03'33"	216,25	-9,247
P04			
	179°59'07"	285,32	-3,229
P05			
	180°12'43"	262,84	8,874
P06			
	179°43'54"	216,94	2,735
P07			
	179°52'41"	169,60	-1,669
P08			
	176°55'06"	216,29	-2,762
P09			
	298°43'05"	171,94	3,880
P10			
	182°24'43"	94,51	1,091
P11			
	182°15'57"	227,31	-0,233
P12			
	61°11'52"	136,11	-3,895
P13			
	292°48'38"	31,32	0,563
STI02			

Tabela 19 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema TM pelo método padrão.

Estação	Latitude	Longitude	UTM N (m)	UTM E (m)	RTM N (m)	RTM E (m)	LTM N (m)	LTM E (m)
STI04	25°27'07,18"	54°25'13,79"	7.182.481,78	759.393,16	2.183.753,21	458.285,60	2.183.877,50	207.996,22
STI01	25°27'06,83"	54°25'07,07"	7.182.488,91	759.581,07	2.183.763,17	458.473,31	2.183.888,16	208.183,88
P1	25°27'05,33"	54°24'59,72"	7.182.531,14	759.787,41	2.183.808,47	458.678,92	2.183.934,23	208.389,31
P2	25°27'02,96"	54°24'54,01"	7.182.601,04	759.948,35	2.183.880,75	458.838,73	2.184.007,11	208.548,84
P3	25°27'00,80"	54°24'48,85"	7.182.664,63	760.093,78	2.183.946,48	458.983,13	2.184.073,38	208.692,99
P4	25°26'57,87"	54°24'41,82"	7.182.751,08	760.292,08	2.184.035,87	459.180,03	2.184.163,50	208.889,54
P5	25°26'54,00"	54°24'32,54"	7.182.865,21	760.553,68	2.184.153,87	459.439,79	2.184.282,47	209.148,84
P6	25°26'50,46"	54°24'23,98"	7.182.969,47	760.795,07	2.184.261,69	459.679,48	2.184.391,19	209.388,12
P7	25°26'47,51"	54°24'16,93"	7.183.056,45	760.993,90	2.184.351,61	459.876,90	2.184.481,84	209.585,20
P8	25°26'45,19"	54°24'11,42"	7.183.124,78	761.149,19	2.184.422,24	460.031,09	2.184.553,04	209.739,11
P9	25°26'41,90"	54°24'04,58"	7.183.222,45	761.342,27	2.184.522,75	460.222,60	2.184.654,27	209.930,24
P10	25°26'47,48"	54°24'04,67"	7.183.050,53	761.336,60	2.184.350,84	460.219,52	2.184.482,35	209.927,80
P11	25°26'50,55"	54°24'04,86"	7.182.956,25	761.329,52	2.184.256,50	460.213,86	2.184.388,00	209.922,49
P12	25°26'57,90"	54°24'05,63"	7.182.730,34	761.303,53	2.184.030,31	460.191,27	2.184.161,74	209.900,75
P13	25°26'56,15"	54°24'01,16"	7.182.781,87	761.429,56	2.184.083,71	460.316,46	2.184.215,60	210.025,74
STI02	25°26'57,17"	54°24'01,14"	7.182.750,54	761.429,24	2.184.052,39	460.316,62	2.184.184,28	210.026,01
STI05	25°27'02,55"	54°24'01,29"	7.182.584,94	761.421,93	2.183.886,77	460.311,80	2.184.018,66	210.021,81

Tabela 20 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema UTM

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	10,9		31,4
Linear (m)	N 0,072	E 0,070	-
Linear absoluto (m)	0,101		0,172
Relativo	1:25.550		1:14.939

Tabela 21 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema RTM

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	10,3		31,4
Linear (m)	N 0,075	E 0,069	-
Linear absoluto (m)	0,102		0,172
Relativo	1:25.244		1:14.935

Tabela 22 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema LTM.

ERROS				TOLERÂNCIA	
Angular (")	10,6			31,4	
Linear (m)	N	0,076	E	0,068	-
Linear absoluto (m)	0,102			0,172	
Relativo	1:25.244			1:14.934	

Localização no fuso do município de Santa Terezinha de Itaipu nas projeções UTM, RTM e LTM

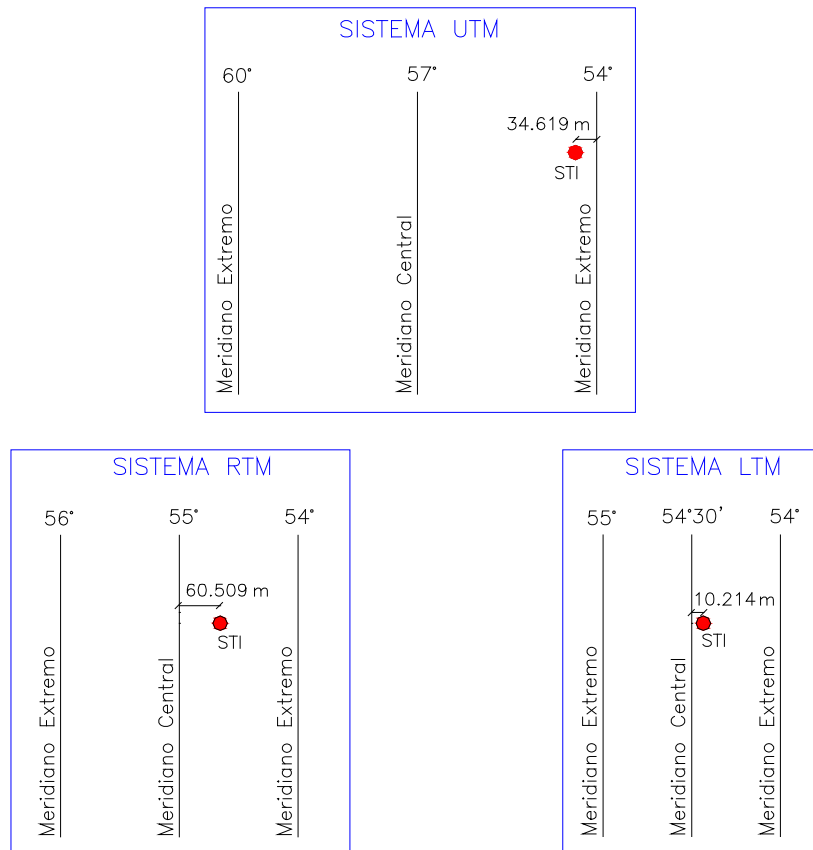
**Figura 20** – Localização do município de Santa Terezinha de Itaipu nas projeções UTM, RTM e LTM

Tabela 23 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema TM* pelo método prático.

Estação	Latitude	Longitude	UTM* N (m)	UTM* E (m)	RTM* N (m)	RTM* E (m)	LTM* N (m)	LTM* E (m)
STI04	25°27'07,18"	54°25'13,79"	7.182.481,78	759.393,16	2.183.753,21	458.285,60	2.183.877,50	207.996,22
STI01	25°27'06,83"	54°25'07,07"	7.182.488,91	759.581,07	2.183.763,17	458.473,31	2.183.888,16	208.183,88
P1	25°27'05,33"	54°24'59,72"	7.182.531,13	759.787,41	2.183.808,47	458.678,92	2.183.934,24	208.389,31
P2	25°27'02,96"	54°24'54,01"	7.182.601,02	759.948,35	2.183.880,76	458.838,73	2.184.007,12	208.548,84
P3	25°27'00,80"	54°24'48,85"	7.182.664,58	760.093,77	2.183.946,49	458.983,12	2.184.073,40	208.692,98
P4	25°26'57,87"	54°24'41,82"	7.182.751,01	760.292,06	2.184.035,88	459.180,02	2.184.163,52	208.889,54
P5	25°26'54,00"	54°24'32,54"	7.182.865,11	760.553,66	2.184.153,89	459.439,78	2.184.282,50	209.148,83
P6	25°26'50,46"	54°24'23,98"	7.182.969,34	760.795,04	2.184.261,72	459.679,47	2.184.391,23	209.388,11
P7	25°26'47,51"	54°24'16,93"	7.183.056,29	760.993,86	2.184.351,64	459.876,89	2.184.481,89	209.585,19
P8	25°26'45,19"	54°24'11,42"	7.183.124,60	761.149,15	2.184.422,27	460.031,08	2.184.553,09	209.739,10
P9	25°26'41,90"	54°24'04,58"	7.183.222,24	761.342,22	2.184.522,78	460.222,59	2.184.654,32	209.930,22
P10	25°26'47,48"	54°24'04,67"	7.183.050,40	761.336,57	2.184.350,86	460.219,51	2.184.482,39	209.927,80
P11	25°26'50,55"	54°24'04,86"	7.182.956,16	761.329,49	2.184.256,51	460.213,85	2.184.388,02	209.922,49
P12	25°26'57,90"	54°24'05,63"	7.182.730,34	761.303,53	2.184.030,31	460.191,27	2.184.161,74	209.900,75
P13	25°26'56,15"	54°24'01,16"	7.182.781,86	761.429,56	2.184.083,71	460.316,46	2.184.215,60	210.025,73
STI02	25°26'57,17"	54°24'01,14"	7.182.750,54	761.429,24	2.184.052,39	460.316,62	2.184.184,28	210.026,01
STI05	25°27'02,55"	54°24'01,29"	7.182.584,94	761.421,93	2.183.886,77	460.311,80	2.184.018,66	210.021,81

Tabela 24 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema UTM*

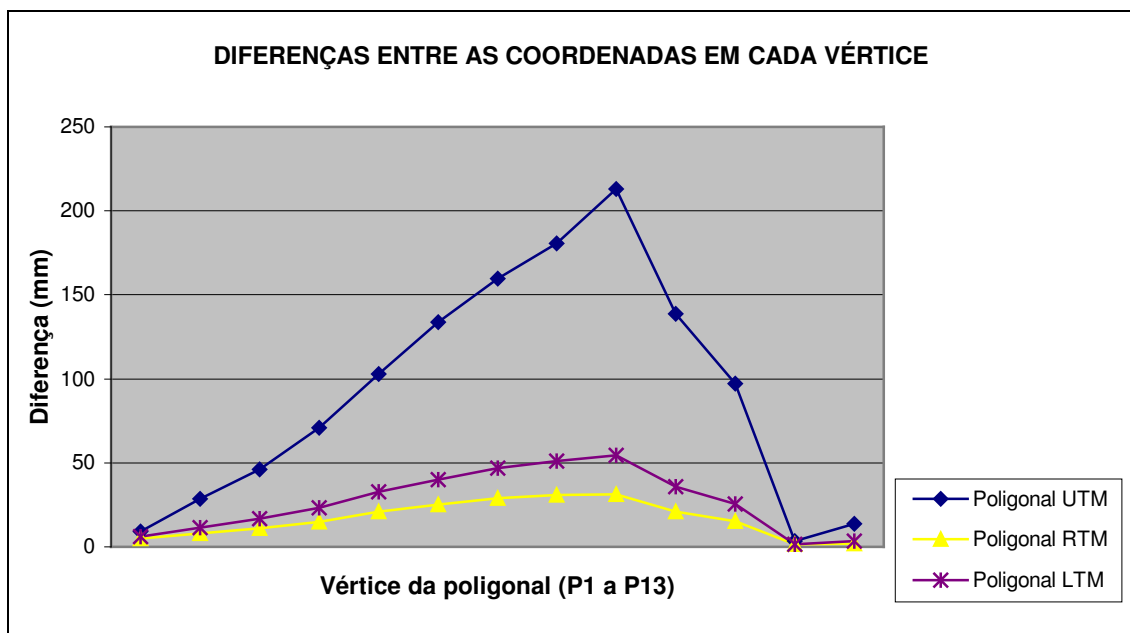
	ERROS	TOLERÂNCIA
Angular (")	10,8	31,4
Linear (m)	N -0,006 E 0,663	-
Linear absoluto (m)	0,663	0,172
Relativo	1:3.880	1:14.933

Tabela 25 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema RTM*

	ERROS	TOLERÂNCIA
Angular (")	10,3	31,4
Linear (m)	N 0,102 E 0,073	-
Linear absoluto (m)	0,125	0,172
Relativo	1:20.524	1:14.933

Tabela 26 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema LTM*

ERROS				TOLERÂNCIA	
Angular (")	10,3			31,4	
Linear (m)	N	0,114	E	0,151	-
Linear absoluto (m)	0,189			0,172	
Relativo	1:13.592			1:14.933	

**Figura 21** – Diferenças entre as coordenadas da poligonal STI calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.

Analisando o gráfico pode-se perceber que as diferenças nas coordenadas nas projeções UTM e LTM apresentam valores de maior magnitude do que na projeção RTM, isto pode ser verificado observando o valor encontrado pelo erro de fechamento linear relativo nas projeções TM*, onde as projeções UTM* e LTM* não atendem às normas da NBR 13.133 ao passo que este erro na projeção RTM* é atendido pela norma. Este fato é elucidado observando o croqui de localização da região mapeada nas diferentes projeções (ver figura 20) e a altitude média da região. O fato da região mapeada no sistema RTM estar em local de pequena ampliação, com coeficiente de deformação linear próximo de 1,00004, e apresentando altitude média de 273 metros, que acarreta uma redução da distância ao nível do mar na casa de 0,99996, resulta que as correções referentes ao elipsóide e ao cilindro quase se anulam resultando numa correção final

praticamente igual a 1, significando que a distância horizontal coletada em campo e a distância plana no cilindro se assemelham, não originando assim grandes distorções a ponto de o fechamento linear da poligonal ficar fora da tolerância requerida pela norma.

Assim como na poligonal Curitibanos, as poligonais calculadas nas projeções UTM, RTM e LTM empregando o método padrão apresentam resultados praticamente idênticos para os erros de fechamento ficando dentro das tolerâncias exigidas pela NBR 13.133.

Pode-se observar também que, assim como ocorrido no caso Curitibanos o erro de fechamento angular das poligonais, se apresenta praticamente inalterado tanto avaliando de uma projeção para outra quanto de uma metodologia para outra, evidenciando também que, para este caso, o valor da redução angular poderia ser negligenciado sem que a precisão final dos trabalhos fosse afetada.

Tabela 27 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal STI no Sistema Topográfico Local.

Origem do sistema Lat 25°26'20" , Long 54°23'54" Altitude Média = 272 m				
Estação	Latitude	Longitude	STL Y (m)	STL X (m)
STI04	25°27'07,18"	54°25'13,79"	248.547,89	147.770,73
STI01	25°27'06,83"	54°25'07,07"	248.558,69	147.958,39
P01	25°27'05,33"	54°24'59,72"	248.604,93	148.163,79
P02	25°27'02,96"	54°24'54,01"	248.677,94	148.323,27
P03	25°27'00,80"	54°24'48,85"	248.744,32	148.467,38
P04	25°26'57,87"	54°24'41,82"	248.834,60	148.663,87
P05	25°26'54,00"	54°24'32,54"	248.953,77	148.923,09
P06	25°26'50,46"	54°24'23,98"	249.062,68	149.162,30
P07	25°26'47,51"	54°24'16,93"	249.153,49	149.359,31
P08	25°26'45,19"	54°24'11,42"	249.224,82	149.513,18
P09	25°26'41,90"	54°24'04,58"	249.326,19	149.704,23
P10	25°26'47,48"	54°24'04,67"	249.154,26	149.701,93
P11	25°26'50,55"	54°24'04,86"	249.059,89	149.696,70
P12	25°26'57,90"	54°24'05,63"	248.833,59	149.675,13
P13	25°26'56,15"	54°24'01,16"	248.887,55	149.800,08
STI02	25°26'57,17"	54°24'01,14"	248.856,23	149.800,38
STI05	25°27'02,55"	54°24'01,29"	248.690,60	149.796,31

Tabela 28 – Análise de fechamento da Poligonal STI no Sistema Topográfico Local.

ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	10,2	31,4
Linear (m)	N 0,101 E 0,064	-
Linear absoluto (m)	0,120	0,172
Relativo	1:21.450	1:14.933

6.3 ANÁLISE DE POLIGONAL NO MUNICÍPIO DE PARACATU

No município de Paracatu a poligonal levantada em campo partiu dos vértices de referência P12A e P12B e chegou nos vértices P11A e P11B. A poligonal denominada Paracatu constou de 17 vértices e apresentou desenvolvimento curvo enquadrada na classe I PRC tipo 2, conforme pode ser visualizado no croqui abaixo:

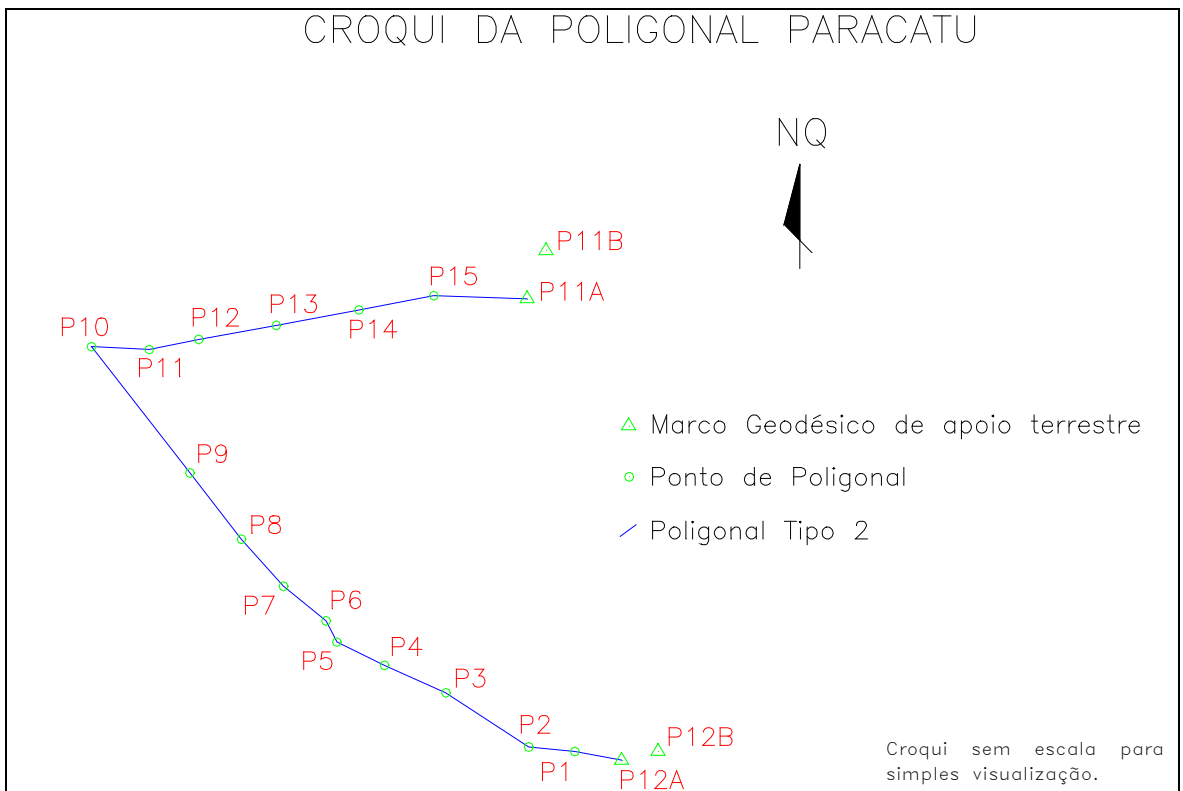


Figura 22 – Croqui da poligonal Paracatu

Tabela 29 – Caderneta de campo da poligonal Paracatu

Estação	Ang. Horiz	Dist. Horiz (m)	Desnível (m)
P12A			
	203°51'15"	81,34	0,451
P1			
	175°16'47"	79,14	-2,234
P2			
	207°16'30"	168,94	-2,235
P3			
	171°00'17"	114,99	-1,574
P4			
	181°53'27"	90,45	-1,183
P5			
	216°59'56"	40,47	-1,356
P6			
	156°00'00"	93,30	-3,218
P7			
	189°07'58"	107,79	-5,142
P8			
	183°59'49"	142,67	-8,154
P9			
	179°51'57"	272,37	-1,878
P10			
	310°58'35"	99,02	2,231
P11			
	165°42'29"	86,16	0,794
P12			
	181°24'57"	135,02	1,094
P13			
	179°29'23"	143,61	1,422
P14			
	179°59'26"	130,33	2,843
P15			
	192°29'28"	159,72	8,531
P11A			

Tabela 30 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema TM pelo método padrão

Estação	Latitude	Longitude	UTM N (m)	UTM E (m)	RTM N (m)	RTM E (m)	LTM N (m)	LTM E (m)
P12B	17°13'02,18"	46°52'48,60"	8.095.431,15	300.070,51	3.095.646,21	412.745,76	3.095.610,44	159.564,40
P12A	17°13'02,65"	46°52'50,72"	8.095.416,20	300.008,13	3.095.631,90	412.683,24	3.095.595,98	159.501,91
P1	17°13'02,15"	46°52'53,42"	8.095.430,85	299.928,11	3.095.647,37	412.603,39	3.095.611,24	159.422,02
P2	17°13'01,87"	46°52'56,08"	8.095.438,65	299.849,36	3.095.655,98	412.524,72	3.095.619,65	159.343,33
P3	17°12'58,84"	46°53'00,85"	8.095.530,48	299.707,55	3.095.749,27	412.383,89	3.095.712,58	159.202,25
P4	17°12'57,28"	46°53'04,39"	8.095.577,13	299.602,45	3.095.797,00	412.279,28	3.095.760,03	159.097,52
P5	17°12'55,98"	46°53'07,13"	8.095.616,53	299.521,03	3.095.837,23	412.198,29	3.095.800,06	159.016,42
P6	17°12'54,80"	46°53'07,75"	8.095.652,53	299.502,55	3.095.873,42	412.180,18	3.095.836,20	158.998,22
P7	17°12'52,88"	46°53'10,19"	8.095.711,02	299.429,86	3.095.932,65	412.108,10	3.095.895,24	158.925,99
P8	17°12'50,25"	46°53'12,60"	8.095.791,06	299.357,67	3.096.013,43	412.036,75	3.095.975,84	158.854,43
P9	17°12'46,57"	46°53'15,54"	8.095.903,41	299.269,73	3.096.126,67	411.949,99	3.096.088,86	158.767,37
P10	17°12'39,55"	46°53'21,17"	8.096.117,50	299.101,36	3.096.342,47	411.783,86	3.096.304,23	158.600,68
P11	17°12'39,74"	46°53'17,82"	8.096.112,68	299.200,26	3.096.336,62	411.882,69	3.096.298,64	158.699,53
P12	17°12'39,21"	46°53'14,96"	8.096.129,85	299.284,69	3.096.352,92	411.967,28	3.096.315,16	158.784,08
P13	17°12'38,48"	46°53'10,46"	8.096.153,49	299.417,62	3.096.375,18	412.100,43	3.096.337,76	158.917,18
P14	17°12'37,67"	46°53'05,67"	8.096.179,89	299.558,78	3.096.400,12	412.241,84	3.096.363,06	159.058,52
P15	17°12'36,93"	46°53'01,33"	8.096.203,87	299.686,87	3.096.422,77	412.370,17	3.096.386,05	159.186,79
P11A	17°12'37,15"	46°52'55,93"	8.096.198,60	299.846,50	3.096.415,86	412.529,71	3.096.379,55	159.346,36
P11B	17°12'34,51"	46°52'54,81"	8.096.280,22	299.878,82	3.096.497,13	412.562,88	3.096.460,91	159.379,31

Tabela 31 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema UTM

ERROS				TOLERÂNCIA
Angular (")	11,1			33,4
Linear (m)	N	0,003	E 0,052	-
Linear absoluto (m)	0,052			0,158
Relativo	1:37.198			1:12.341

Tabela 32 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema RTM.

ERROS				TOLERÂNCIA
Angular (")	11,9			33,4
Linear (m)	N	0,005	E 0,055	-
Linear absoluto (m)	0,055			0,158
Relativo	1:35.363			1:12.340

Tabela 33 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema LTM.

ERROS				TOLERÂNCIA	
Angular (")	11,7			33,4	
Linear (m)	N	0,005	E	0,055	-
Linear absoluto (m)	0,055			0,158	
Relativo	1:35.363			1:12.340	

Localização no fuso do município de Paracatu nas projeções UTM, RTM e LTM.

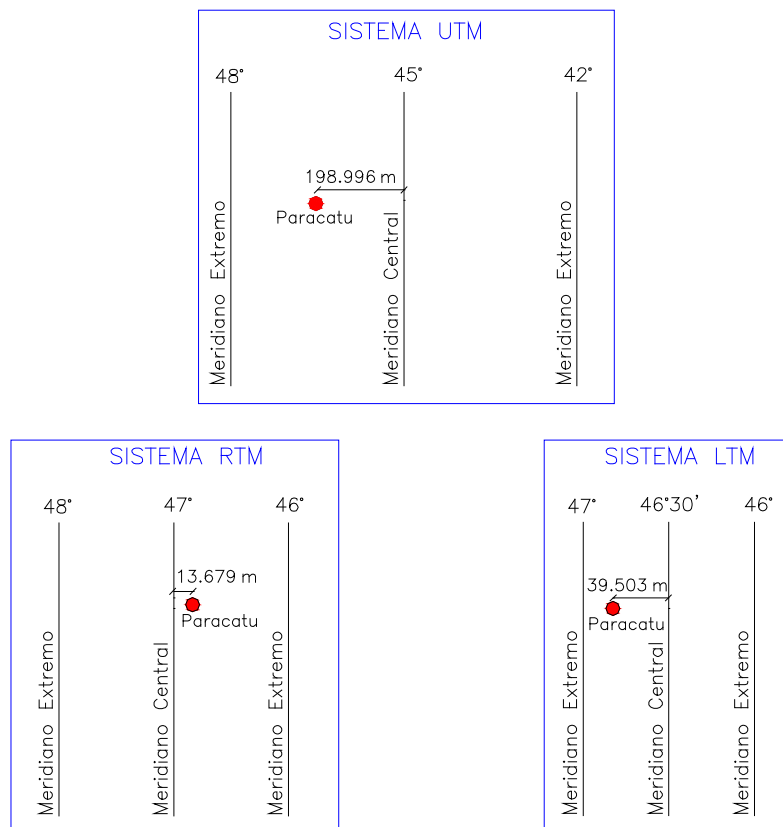
**Figura 23** – Localização do município de Paracatu nas projeções UTM, RTM e LTM

Tabela 34 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema TM* pelo método prático.

Estação	Latitude	Longitude	UTM* N (m)	UTM* E (m)	RTM* N (m)	RTM* E (m)	LTM* N (m)	LTM* E (m)
P12B	17°13'02,18"	46°52'48,60"	8.095.431,15	300.070,51	3.095.646,21	412.745,76	3.095.610,44	159.564,40
P12A	17°13'02,65"	46°52'50,72"	8.095.416,20	300.008,13	3.095.631,90	412.683,24	3.095.595,98	159.501,91
P1	17°13'02,15"	46°52'53,42"	8.095.430,85	299.928,11	3.095.647,38	412.603,38	3.095.611,24	159.422,01
P2	17°13'01,87"	46°52'56,08"	8.095.438,65	299.849,35	3.095.655,98	412.524,71	3.095.619,65	159.343,31
P3	17°12'58,84"	46°53'00,85"	8.095.530,48	299.707,55	3.095.749,27	412.383,86	3.095.712,58	159.202,23
P4	17°12'57,28"	46°53'04,39"	8.095.577,13	299.602,44	3.095.797,00	412.279,24	3.095.760,03	159.097,49
P5	17°12'55,98"	46°53'07,13"	8.095.616,53	299.521,02	3.095.837,23	412.198,23	3.095.800,06	159.016,38
P6	17°12'54,80"	46°53'07,75"	8.095.652,53	299.502,54	3.095.873,42	412.180,12	3.095.836,20	158.998,17
P7	17°12'52,88"	46°53'10,19"	8.095.711,02	299.429,85	3.095.932,65	412.108,04	3.095.895,24	158.925,94
P8	17°12'50,25"	46°53'12,60"	8.095.791,06	299.357,66	3.096.013,43	412.036,68	3.095.975,84	158.854,37
P9	17°12'46,57"	46°53'15,54"	8.095.903,41	299.269,73	3.096.126,67	411.949,92	3.096.088,86	158.767,31
P10	17°12'39,55"	46°53'21,17"	8.096.117,50	299.101,35	3.096.342,47	411.783,77	3.096.304,23	158.600,61
P11	17°12'39,74"	46°53'17,82"	8.096.112,67	299.200,25	3.096.336,62	411.882,61	3.096.298,64	158.699,46
P12	17°12'39,21"	46°53'14,96"	8.096.129,85	299.284,68	3.096.352,92	411.967,21	3.096.315,16	158.784,02
P13	17°12'38,48"	46°53'10,46"	8.096.153,49	299.417,61	3.096.375,18	412.100,38	3.096.337,76	158.917,13
P14	17°12'37,67"	46°53'05,67"	8.096.179,89	299.558,77	3.096.400,12	412.241,81	3.096.363,06	159.058,50
P15	17°12'36,93"	46°53'01,33"	8.096.203,87	299.686,87	3.096.422,77	412.370,15	3.096.386,05	159.186,78
P11A	17°12'37,15"	46°52'55,93"	8.096.198,60	299.846,50	3.096.415,86	412.529,71	3.096.379,55	159.346,36
P11B	17°12'34,51"	46°52'54,81"	8.096.280,22	299.878,82	3.096.497,13	412.562,88	3.096.460,91	159.379,31

Tabela 35 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema UTM*

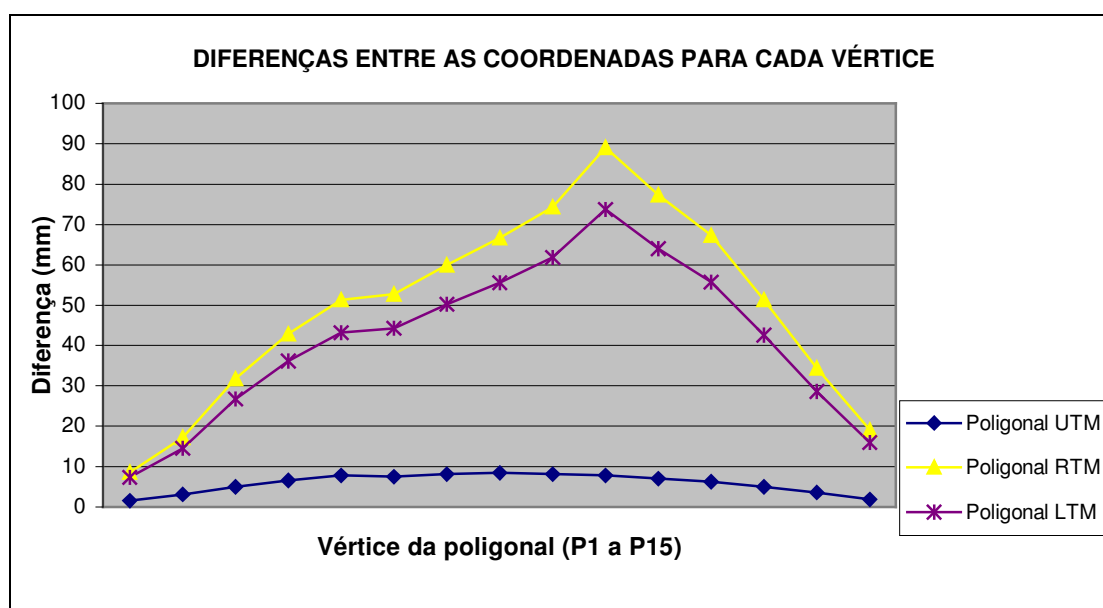
ERROS				TOLERÂNCIA
Angular (")	10,7			33,4
Linear (m)	N	-0,014	E 0,047	-
Linear absoluto (m)	0,049			0,158
Relativo	1:39.369			1:12.343

Tabela 36 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema RTM*

ERROS				TOLERÂNCIA
Angular (")	12,9			33,4
Linear (m)	N	0,094	E 0,035	-
Linear absoluto (m)	0,101			0,158
Relativo	1:19.304			1:12.343

Tabela 37 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema LTM*

ERROS			TOLERÂNCIA		
Angular (")	12,8			33,4	
Linear (m)	N	0,080	E	0,038	-
Linear absoluto (m)	0,089			0,158	
Relativo	1:21.953			1:12.343	

**Figura 24** – Diferenças entre as coordenadas da poligonal Paracatu calculada pela metodologia padrão e o método prático nas projeções UTM, RTM e LTM.

Analisando o gráfico pode-se notar que as diferenças nas coordenadas em quaisquer das projeções são de valores mínimos, apresentando o maior em torno de 9 centímetros, o que explica os resultados encontrados pelos erros de fechamento linear relativo nas projeções TM* e conseqüentemente o atendimento às tolerâncias da NBR 13.133. Este fato é explicado exatamente como ocorreu na poligonal STI na projeção RTM*. As localizações do município no fuso de quaisquer das projeções TM situam-se em região de pequena ampliação (ver figura 23), resultando em valores ligeiramente maiores que a unidade e depois de aplicado as correções referentes ao elipsóide (redução ao nível do mar) o valor final referente às correções ficam bem próximos do valor unitário a ponto de a distância horizontal coletada em campo ser praticamente igual à distância plana na superfície do cilindro.

Observando os erros de fechamento da poligonal Paracatu nas projeções UTM, RTM e LTM, verifica-se que, assim como nas duas últimas poligonais, os resultados apresentados são praticamente iguais atendendo às tolerâncias exigidas pela norma.

Nesta poligonal também se verifica que o erro de fechamento angular ocorrido em quaisquer das projeções e em ambas as metodologias praticamente não sofre variações, comprovando que as correções referentes à redução angular poderia ser negligenciado não alterando a precisão final dos trabalhos.

Tabela 38 – Coordenadas Ajustadas da Poligonal Paracatu no Sistema Topográfico Local.

Origem do sistema Lat 17°13'01" , Long 46°52'17" Altitude Média = 702 m				
Estação	Latitude	Longitude	STL Y (m)	STL X (m)
P12B	17°13'02,18"	46°52'48,60"	249.963,670	149.066,281
P12A	17°13'02,65"	46°52'50,72"	249.949,323	149.003,761
P1	17°13'02,15"	46°52'53,42"	249.964,744	148.923,891
P2	17°13'01,87"	46°52'56,08"	249.973,302	148.845,211
P3	17°12'58,84"	46°53'00,85"	250.066,506	148.704,301
P4	17°12'57,28"	46°53'04,39"	250.114,169	148.599,649
P5	17°12'55,98"	46°53'07,13"	250.154,354	148.518,616
P6	17°12'54,80"	46°53'07,75"	250.190,531	148.500,482
P7	17°12'52,88"	46°53'10,19"	250.249,721	148.428,360
P8	17°12'50,25"	46°53'12,60"	250.330,463	148.356,947
P9	17°12'46,57"	46°53'15,54"	250.443,659	148.270,104
P10	17°12'39,55"	46°53'21,17"	250.659,368	148.103,810
P11	17°12'39,74"	46°53'17,82"	250.653,586	148.202,655
P12	17°12'39,21"	46°53'14,96"	250.669,944	148.287,247
P13	17°12'38,48"	46°53'10,46"	250.692,294	148.420,399
P14	17°12'37,67"	46°53'05,67"	250.717,329	148.561,808
P15	17°12'36,93"	46°53'01,33"	250.740,069	148.690,131
P11A	17°12'37,15"	46°52'55,93"	250.733,263	148.849,699
P11B	17°12'34,51"	46°52'54,81"	250.814,568	148.882,813

Tabela 39 – Análise de fechamento da Poligonal Paracatu no Sistema Topográfico Local.

	ERROS		TOLERÂNCIA
Angular (")	12,6		33,4
Linear (m)	N 0,005	E 0,053	-
Linear absoluto (m)	0,053		0,158
Relativo	1:36.816		1:12.343

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 CONCLUSÕES

Este estudo permitiu analisar a integração de dados advindos de GPS e estação total a fim de implantar uma rede de levantamento num CTU, através dos erros de fechamento em poligonais levantadas nas projeções cartográficas preconizadas pela NBR 14.166 (projeções Transversa de Mercator e Sistema Topográfico Local). O trabalho também possibilitou comparar os erros de fechamento ocorridos em poligonais transportadas no sistema TM pela metodologia padrão, efetuando-se as reduções necessárias para a integração dos dados, e pelo método usualmente empregado na prática por empresas e profissionais do ramo de mapeamento.

Assim, pelos trabalhos executados nos três municípios estudados e analisando os resultados dos erros de fechamento das poligonais nos três casos pode-se afirmar que a integração de estação total e GPS é aceitável e atende às tolerâncias da NBR 13.133, tanto nas projeções de Mercator, em qualquer posição que a região estiver no fuso, quanto no Sistema Topográfico Local.

Apesar dos resultados apresentados pelos erros de fechamento da poligonal STI na projeção RTM* e da poligonal Paracatu em todas as projeções TM* ficarem dentro da tolerância exigida pela NBR 13.133, o método de transporte de coordenadas nos sistemas TM empregados na prática, onde se negligencia as reduções ao elipsóide e ao cilindro, não devem ser utilizados, pois esses resultados foram obtidos meramente por acaso, ou seja pelo fato de a combinação (produto) entre a altitude da região e a posição desta no fuso resultar em uma correção aproximadamente igual a 1, haja visto observar os resultados obtidos no município de Curitiba onde esta metodologia originou dados totalmente errôneos e impossíveis de serem utilizados na confecção da base cartográfica de um CTU.

Pelo fato das poligonais implantadas num CTU utilizarem distâncias curtas, com valores máximos de 500 metros a correção referente à redução angular pode ser desprezada simplificando em muito os cálculos para o transporte de coordenadas nos sistemas TM. Isto foi

verificado comparando os fechamentos angulares das poligonais nos três municípios, obtidos pelo transporte de coordenadas nos sistemas TM na metodologia padrão e no método usualmente empregado na prática.

No Sistema Topográfico Local para regiões pouco acidentadas em que as diferenças de altitudes não ultrapassem 50 metros a redução das distâncias ao plano horizonte local pode ser desprezada por apresentar valores insignificantes em se tratando de mapeamento para um CTU.

7.2 RECOMENDAÇÕES

O CTU necessita de dados confiáveis para sua utilização. Neste sentido, é de suma importância que a RRCM e a Rede de Levantamento implantadas num cadastro sejam obtidas a partir de marcos de referência confiáveis, sendo recomendada as redes estaduais GPS já implantadas em diversos estados como Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Minas Gerais, entre outros.

Em se tratando ainda dos marcos a serem implantados num CTU, faz-se necessário que estes estejam localizados em regiões de fácil acesso, e que dificultem os atos de depredação e vandalismo, visto que estes marcos serão utilizados pela administração pública principalmente para referenciar serviços topográficos de demarcação, de implantação e acompanhamento de obras de engenharia, de urbanização, de cadastros imobiliários, entre outros.

Pelo fato de ainda não existir no mercado um software de automação topográfica que realize o transporte de coordenadas nos sistemas RTM e LTM, é de fundamental importância que haja investimentos em pesquisa para que se desenvolva softwares que realizem estes processos de forma automática, visto que em se tratando de mapeamentos destinados a obras de engenharia e a Cadastros Técnicos estas projeções são as que apresentam melhor aplicabilidade se comparadas com a projeção UTM, pelo fato de conduzirem a uma melhor precisão por proporcionarem uma menor deformação referente ao coeficiente de deformação linear no meridiano central (K_0). Esta observação é válida pelo fato de que dos 5 softwares pesquisados no ano de 2003 a 2004 nenhum deles ofereceram a possibilidade de transporte de coordenadas nos sistemas RTM e LTM, tais softwares foram: Topograph 98SE versão 2.58, Geolindes versão didática 2.5, Data Geosis versão Standart Plus 2.0, Topoevn fácil versão 5.4.1.20, Posição versão 2003 e GEOCAD.

Ainda sobre os sistemas RTM e LTM, através do presente trabalho pôde-se realizar uma extensa pesquisa bibliográfica resultando que em se tratando destes sistemas ainda não existe uma uniformização nacional referente às características definidoras destas projeções como: o valor do coeficiente de deformação linear no meridiano central (K_0) e o valor das coordenadas de origem do sistema, sendo encontrado em literaturas do assunto (artigos em congressos, livros didáticos, dissertações) até 3 versões diferentes na especificação destes sistemas. Assim, faz-se necessário que a comunidade científica do ramo de Geodésia e Cartografia, normalize estas características de forma a uniformizar os trabalhos que por ventura forem realizados nestas projeções.

O presente trabalho visou avaliar através da análise do fechamento de poligonais o comportamento de Redes de Levantamentos implantadas num CTU, no entanto, devido à dificuldade na obtenção de dados reais de campo e de material bibliográfico, um relevante estudo ficou impossibilitado de ser realizado, o qual seria a análise do erro de fechamento de poligonais em Redes de Levantamento que transpõem o fuso TM. Assim, recomenda-se para trabalhos futuros a realização desta análise visto esta ser uma pesquisa de grande valia para a comunidade científica, ainda mais pelo fato do Brasil ser um país de grandes dimensões permitindo naturalmente a ocorrência desta questão em situações práticas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas: **NBR13.133 - Execução de levantamento topográfico**. Rio de Janeiro, 1994.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas: **NBR14.166 – Rede de Referência Cadastral Municipal**. Rio de Janeiro, 1998.

Andrade, J. B. **Vôo Apoiado**. Revista Brasileira de Cartografia nº 46, 1995.

Asin, F. M. **Geodesia y Cartografía Matemática**. Madrid, 3ª Ed. , 1990.

Brasil. **Manual Técnico; coordenadas planas, sistema UTM**. Diretoria do Serviço Geográfico do Exército. Rio de Janeiro, Ministério do Exército, 1975.

Bueno, R. F. **Avaliação da precisão dos sistema NAVSTAR/GPS**. Dissertação apresentada para a obtenção do título de Mestre, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.

Bueno, R. F. **Plano Topográfico Local**. Revista Infogeo. N.25. Curitiba, Ano 04, p. 72, 2002.

Carvalho, A. W. B.; Gripp JR, J. **Cadastro Técnico Municipal**. Material didático (circulação interna) da disciplina CIV429 - Cadastro Técnico Municipal, do curso de Engenharia de Agrimensura do departamento de Engenharia Civil, UFV, 1999.

CARVALHO, F. R. de. **Cadastro Geoambiental Polivalente, Projeção TM (Conforme de Gauss)**. Informativo COCAR especial. Presidência da República, Secretaria de Planejamento, Comissão de cartografia, Brasília, Dezembro de 1984.

Dalazoana, R.; Freitas, S. R. C. de. **A Evolução do Sistema Geodésico Brasileiro e Futura Adoção do SIRGAS : Implicações na Cartografia.** In: 30 anos de pós-graduação em ciências geodésicas no Brasil, V1, UFPR, Curitiba, 2001.

Duarte, P. A. **Fundamentos de cartografia.** 2. ed. Ed. da UFSC, Florianópolis, 2002.

Fig. **Declaração sobre o cadastro.** Artigo consultado no CD dos Anais do V Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, Florianópolis, 06 a 10 de Out. 2002.

Garnés, S. J. dos A. **Sistemas de projeção e orientação das plantas topográficas.** In: Anais – III Congresso Brasileiro de Cadastro técnico multifinalitário – COBRAC, Florianópolis, 18 a 22 Out 1998.

Gripp Jr., J.; Silva, A. S. **Representações Cartográficas.** Material didático (circulação interna) da disciplina CIV422 – Representações Cartográficas, do curso de Engenharia de Agrimensura do departamento de Engenharia Civil, UFV, 1997.

Hochheim, N. **Cadastro Técnico Urbano.** Material didático (circulação interna) da disciplina Cadastro Técnico Urbano do departamento de Engenharia Civil, UFSC, 1996.

Hasenack, M. **Originais do Levantamento Topográfico Cadastral: Possibilidade de sua Utilização para a Garantia dos Limites Geométricos dos Bens Imóveis.** Dissertação apresentada para a obtenção do título de Mestre, UFSC, Florianópolis, 2000.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – Diretoria de Geociências. **Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos.** IBGE/DGC, 1989.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Noções Básicas de Cartografia.** Rio de Janeiro, RJ, 1997.

Ishikawa, M. I.; Itame, O. Y. **Efeitos de Multicaminhamento em levantamentos utilizando GPS aplicados ao cadastro técnico rural.** In: Anais do IV Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, Florianópolis, SC, 2000.

Joly, F. **A cartografia**. Tradução Tânia Pelegrini. Campinas – SP Editora Papirus, 1990.

Leick, A. **GPS Sattelite Surveying**. New York: John Wiley & Sons, 2. Ed., 1994.

Libaut, A. **Geocartografia**. São Paulo, Ed. Universitária, 1975.

Loch, C. ; Cordini, J. **Topografia Contemporânea: Planimetria**. Florianópolis, Ed. Da UFSC, 1995.

Maia, T. C. B. **Estudo e Análise de Poligonais segundo a NBR 13.133 e o Sistema de Posicionamento Global**. Dissertação apresentada para a obtenção do título de Mestre, Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

Monico, J. F. G. **Posicionamento pelo NAVSTAR-GPS Descrição, fundamentos e aplicações**. Unesp, Presidente Prudente-SP, 2000.

Monico, J. F. G.; Stewart, M. **Modelos Matemáticos Envolvidos na Integração Glonass e GPS**. In: Anais – XIX Congresso Brasileiro de Cartografia – CBC, Recife/Olinda - PE, 3 a 8 Out 1999.

Oliveira, C. de. **Curso de Cartografia Moderna**. Rio de Janeiro, IBGE, 2ª Edição, 1993.

Oliveira, F. H. **Qualidade da Base Cartográfica para o Cadastro Técnico Multifinalitário**. Florianópolis, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, 1996.

Philips, J. **Os Dez Mandamentos para um Cadastro Moderno de Bens Imobiliários**. In: Anais – II Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário – COBRAC. Florianópolis, 13 a 17 Out 1996.

Philips, J. **Uma projeção geodésica para o cadastro imobiliário brasileiro**. Recife, 1997.

Richardus, P.; Adler, K. R. **Map projections**. North Holland, 1972.

Robinson, A. H.; Sale, R. **Elements of cartography**. John Wiley & Sons, New York, 1995.

Rocha, R. dos S. **Algumas considerações sobre as projeções cartográficas utilizadas no Brasil para mapeamentos em grandes escalas**. In: Anais – III Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário – COBRAC, Florianópolis, 18 a 22 Out 1998.

Romão, V. M. C.; Carneiro, A. F. T.; Silva, T. F. **Rede de Referência Cadastral Municipal: Uma proposta do Grupo de Trabalho sobre Cadastro Municipal (GTCM) do DECart – UFPE**. In: Anais – II Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário – COBRAC, Florianópolis, 13 a 17 Out 1996.

Sánchez Dalotto, R. A. **Aplicação de Modelos Cartográficos para Simplificação, Prognose e Decisão nos Estudos Ambientais da Bacia Carbonífera**. Dissertação apresentada para a obtenção do título de Mestre, UFSC, Florianópolis, 2000.

Santos, A. A. **Representações Cartográficas**. Pernambuco, Ed. Universitária – UFPE, 1985.

Seeber, G.; Romão, V. M. C. **Princípios Básicos do GPS nas Medições Geodésicas**. In: Revista da Comissão Brasileira de Geodésia – Geodésia Online, disponível no site <http://geodesia.ufsc.br>, 1997 (acessado em Fevereiro de 2004).

Seeber, G. **Satellite Geodesy. Foundations, Methods and Applications**. New York, De Gruyter, 1 Ed., 1993.

Sherrer, R. **Redução de Distâncias nos Distanciômetros a Infravermelho**. Revista Brasileira de Cartografia, N.38, Junho de 1985.

Silva, A. S. **Global Positioning System**. Material didático (circulação interna) da disciplina CIV428 – Geodésia por Satélite, do curso de Engenharia de Agrimensura do departamento de Engenharia Civil, UFV, Viçosa-MG, 1999.

Silva, A. S.; Silva, G. J. **Melhoramento dos Parâmetros de Transformação do Sistema WGS-84 em SAD-69 para a Região de Viçosa-MG**. In: Anais – XIX Congresso Brasileiro de Cartografia – CBC, Recife/Olinda - PE, 3 a 8 Out 1999.

Taylor, D.R. **The educational challenges of new cartography**. Londres: Cartographical, v.22, n.4, 1991.

Tondim, S. A. **Proposta de um Sistema de projeção Cartográfica para Mapeamentos em grandes escalas**. Monografia de final de curso – Universidade Estadual Paulista - UNESP, Presidente Prudente-SP, 1996.

Torge, W. **Geodesy**. Walter de Gruyter, Berlin, 2.Ed, 1991.

Vaniceck, P.; Krakiwsky, E. J. **Geodesy: The concepts**. 2.Ed, North Holland, 1986.

ANEXOS

**FÓRMULAS DE TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS
GEOGRÁFICAS EM PLANO-RETANGULARES TM**

$$I = S \cdot K_0$$

$$S = a(1 - e^2) \cdot \left(A \cdot K - \frac{1}{2} B \cdot L + \frac{1}{4} C \cdot M' - \frac{1}{6} D \cdot N' + \frac{1}{8} E \cdot P - \frac{1}{10} F \cdot Q \right)$$

$$A = 1 + \frac{3}{4} e^2 + \frac{45}{64} e^4 + \frac{175}{256} e^6 + \frac{11025}{16384} e^8 + \frac{43659}{65536} e^{10}$$

$$B = \frac{3}{4} e^2 + \frac{15}{16} e^4 + \frac{525}{512} e^6 + \frac{2205}{2048} e^8 + \frac{72765}{65536} e^{10}$$

$$C = \frac{15}{64} e^4 + \frac{105}{256} e^6 + \frac{2205}{4096} e^8 + \frac{10395}{16384} e^{10}$$

$$D = \frac{35}{512} e^6 + \frac{315}{2048} e^8 + \frac{31185}{131072} e^{10}$$

$$E = \frac{315}{16384} e^8 + \frac{3465}{65536} e^{10}$$

$$F = \frac{639}{131072} e^{10}$$

$$K = (\phi_p - \phi)'' \cdot \text{sen } 1''$$

$$L = \text{sen}(2\phi_p) - \text{sen}(2\phi)$$

$$M' = \text{sen}(4\phi_p) - \text{sen}(4\phi)$$

$$N' = \text{sen}(6\phi_p) - \text{sen}(6\phi)$$

$$P = \text{sen}(8\phi_p) - \text{sen}(8\phi)$$

$$Q = \text{sen}(10\phi_p) - \text{sen}(10\phi)$$

$$H = \frac{N \cdot \text{sen } \phi_p \cos \phi_p}{2} \cdot K_0 \cdot 10^8$$

$$III = \frac{\text{sen}^4 1'' \cdot \text{sen} \phi_p \cdot \cos^3 \phi_p}{24} \cdot (5 - \tan^2 \phi_p + 9e'^2 \cdot \cos^2 \phi_p + 4e'^2 \cdot \cos^4 \phi_p) \cdot K_0 \cdot 10^{16}$$

$$IV = N \cdot \cos \phi_p \cdot \text{sen} 1'' \cdot K_0 \cdot 10^4$$

$$V = \frac{\text{sen}^3 1'' \cdot N \cdot \cos^3 \phi_p}{6} \cdot (1 - \tan^2 \phi_p + e'^2 \cdot \cos^2 \phi_p) \cdot K_0 \cdot 10^{12}$$

$$XVIII = \frac{1 + e'^2 \cdot \cos^2 \phi_p}{2N^2} \cdot \left(\frac{1}{K_0^2} \right) \cdot 10^{12}$$

$$A'6 = \frac{\text{sen}^6 1'' \cdot N \cdot \text{sen} \phi_p \cdot \cos^5 \phi_p}{720} \cdot (61 - 58 \tan^2 \phi_p + \tan^4 \phi_p + 270e'^2 \cdot \cos^2 \phi_p - 330e'^2 \cdot \text{sen}^2 \phi_p) \cdot K_0 \cdot 10^{24}$$

$$B'5 = \frac{\text{sen}^5 1'' \cdot N \cdot \cos^5 \phi_p}{120} \cdot (5 - 18 \tan^2 \phi_p + \tan^4 \phi_p + 14e'^2 \cdot \cos^2 \phi_p - 58e'^2 \cdot \text{sen}^2 \phi_p) \cdot K_0 \cdot 10^{20}$$

onde:

ϕ_p Latitude do ponto;

N Raio de curvatura da 1ª vertical;

S Arco do meridiano contado a partir do equador sobre o meridiano central;

e' Segunda excentricidade;

K_0 Fator de escala no meridiano central.

Equações de transformação das coordenadas geodésicas em planas:

a) Para o eixo N no hemisfério sul:

$$N = I + II \cdot p^2 + III \cdot p^4 + A'6 \cdot p^6 + 10.000.000$$

b) Para o eixo E:

$$E = 500.000 + IV \cdot p + V \cdot p^3 + B'5 \cdot p^5$$

onde:

$$p = 0.0001 \cdot \Delta\lambda''$$

$$\Delta\lambda'' = \lambda_p - \lambda_0$$

λ_p Longitude do ponto P;

λ_0 Longitude do meridiano central.

**FÓRMULAS DE TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS
GEOGRÁFICAS EM PLANO-RETANGULARES NO SISTEMA TOPOGRÁFICO
LOCAL**

$$Y_p = 250.000 + y_p$$

$$X_p = 150.000 + x_p$$

$$x_p = -\Delta\lambda_1 \cos \varphi_p N_p \text{arc}1'' \cdot c$$

$$y_p = \frac{1}{B} \left(\Delta\varphi_1 + Cx_p^2 + D(\Delta\varphi_1^2) + E(\Delta\varphi_1)x_p^2 + E \cdot Cx_p^4 \right) \cdot c$$

$$\Delta\varphi'' = \varphi_p - \varphi_0$$

$$\Delta\lambda'' = \lambda_p - \lambda_0$$

$$\Delta\varphi_1 = \Delta\varphi'' \left(1 - 3,9173 \times 10^{-12} (\Delta\varphi'')^2 \right)$$

$$\Delta\lambda_1 = \Delta\lambda'' \left(1 - 3,9173 \times 10^{-12} (\Delta\lambda'')^2 \right)$$

$$B = \frac{1}{(M_0 \text{arc}1'')}$$

$$C = \frac{\tan \varphi_0}{(2M_0 N_0 \text{arc}1'')}$$

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

$$E = \frac{(1 + 3 \tan \varphi_0)}{(6N_0^2)}$$

$$c = \frac{(R_0 + h_t)}{R_0}$$

$$R_0 = \sqrt{M_0 \cdot N_0}$$

$$M_0 = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_0)^{\frac{3}{2}}}$$

$$N_0 = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_0)^{\frac{1}{2}}}$$

$$N_p = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 \varphi_p)^{\frac{1}{2}}}$$

$$e = \left(\frac{a^2 - b^2}{a^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

M_0 É o raio de curvatura da seção meridiana do elipsóide de referência em p_0 (origem do sistema);

N_0 É o raio de curvatura da seção normal ao plano meridiano do elipsóide de referência em p_0 ;

N_p É o raio de curvatura da seção normal ao plano meridiano do elipsóide de referência em p ;

c É o fator de elevação;

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

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

e É a primeira excentricidade do elipsóide de referência

ht É a altitude ortométrica média do terreno ou altitude do plano topográfico local.

**CÁLCULO DA CONVERGÊNCIA MERIDIANA A PARTIR DAS COORDENADAS
PLANO-RETANGULARES NO SISTEMA TOPOGRÁFICO LOCAL**

$$\gamma''_p = \left(\frac{x}{c}\right) \cdot 3,2380 \times 10^{-2} \tan \varphi_0 + \left(\frac{y}{c}\right) \cdot 8,9946 \times 10^{-6}$$

$$x = X - 150.000$$

$$y = Y - 250.000$$

$$c = 1 + 1,57 \times 10^{-7} \cdot ht$$

Onde:

γ''_p	É a convergência meridiana no ponto considerado, em segundos sexagesimais;
φ_0	É a latitude da origem do sistema, em graus sexagesimais;
X	É a abcissa do ponto considerado em metros;
Y	É a ordenada do ponto considerado em metros;
x	É a abcissa do ponto considerado isenta do seu termo constante;
y	É a ordenada do ponto considerado isenta do seu termo constante;
c	É o fator de elevação do plano topográfico ao nível médio do terreno para obtenção do plano topográfico local, em metros;
ht	É a altitude do plano topográfico local, em metros.

TRANSPORTE DE COORDENADAS PLANAS TM

Calculista _____

Data _____

Projeção : _____

Meridiano Central (λ_0) : _____

Rafael V. M.

Estação de Partida -		Referência de Partida -		Ponto Visado -	
E ₁ =	N ₁ =	E ₂ =	N ₂ =	Dh =	Ah. =
1º Azimute Plano do ponto 1 para 2			4º Redução Angular do ponto 2 para 3		
$Az_{12} = \text{Atan} (E_2 - E_1 / N_2 - N_1)$			$\Psi_{23} = 6,8755 \cdot 10^{-8} \Delta N_{32} (E_3' + 2E_2') \text{XVIII}$		
Az ₁₂ =			$\Delta N_{32} = N_3 - N_2 =$		
2º Redução Angular do ponto 2 para 1			XVIII = Obtido via interações devido a φ_3		
$\Psi_{21} = 6,8755 \cdot 10^{-8} \Delta N_{12} (E_1' + 2E_2') \text{XVIII}$			XVIII =		
$\Delta N_{12} = N_1 - N_2 =$			$\Psi_{23}'' =$		
E' = E - cte =			$\Psi_{23} = \quad \circ \quad ' \quad ''$		
cte = Origem do sistema TM em relação ao eixo E			5º Azimute Plano TM definitivo do ponto 2 para 3		
$\text{XVIII} = 10^{12} / (2MNK_0^2) =$			$Az_{23} = Az_{1-2} + \alpha_{123} + \Psi_{21} - \Psi_{23}$		
$\Psi_{21}'' =$			$\alpha_{123} =$		
$\Psi_{21} = \quad \circ \quad ' \quad ''$			Az ₂₃ =		
3º Coordenadas Provisórias do ponto 3			6º Distância plana TM do ponto 2 para 3		
$N_3 = N_2 + S \cdot \cos(Az'_{23})$			$D_{utm} = S \cdot m$		
$E_3 = E_2 + S \cdot \sin(Az'_{23})$			$m = K_0(1 + q \cdot \text{XVIII})$		
$Az'_{23} = Az_{12} + \Psi_{21} + \alpha_{123} =$			$K_0 = \text{Coeficiente de deformação no M.C.}$		
$\alpha_{123} = \text{ângulo horizontal coletado em campo (Ah)}$			$q = 1/3 (q_2^2 + q_3^2 + q_2 \cdot q_3)$		
$S = (Dh \cdot R) / (R + hm)$			$q_2 = 10^{-6} \cdot E'_2 =$		
$R = M \cdot N / ((M \cdot \text{sen}^2 Az'_{23}) + (N \cdot \text{cos}^2 Az'_{23}))$			$q_3 = 10^{-6} \cdot E'_3 =$		
S =			q =		
hm = altitude média entre os pontos 2 e 3			XVIII =		
N ₃ =			m =		
E ₃ =			D _{utm} =		
7º COORDENADAS PLANAS TM DEFINITIVAS DO PONTO 3					
$N_3 = N_2 + D_{utm} \cdot \cos(Az_{23})$			$E_3 = E_2 + D_{utm} \cdot \sin(Az_{23})$		
N ₃ =			E ₃ =		

MONOGRAFIA DO VÉRTICE e CROQUI