

# Análise da Aplicação do Sistema de Posicionamento Global (GPS) em Levantamento Topográfico de Vias Urbanas

Prof. MsC Rosane Maciel A. Vargas <sup>1</sup>

Prof. Dr. Ricardo E. Schaal <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Fundação Universidade do Amazonas FUA (AM)  
Departamento de Geotecnia e Transportes  
Av. Rodrigo Otávio J. Ramos, 3000 - Campus Universitário  
Manaus/AM  
✉ [rosvargas@bol.com.br](mailto:rosvargas@bol.com.br)

<sup>2</sup> Escola de Engenharia de São Carlos EESC-USP  
Departamento de Transportes  
Rua Dr. Carlos Botelho  
São Carlos SP  
✉ [Schaal@sc.usp.br](mailto:Schaal@sc.usp.br)

Conteúdo	
	1 Introdução
	2 Considerações sobre integração de levantamentos convencionais e GPS
	3 Levantamentos topográficos
	3.1 Área do trabalho
	3.2 Metodologia
	3.3 Levantamentos com GPS
	3.3.1 Implantação das Bases
	3.3.2 Formação da Rede R1
	3.3.3 Levantamento de pontos vértices das Poligonais
	3.3.4 Levantamento de pontos das seções transversais
	3.4 Levantamento com a Estação Total
	3.4.1 Levantamento planialtimétrico das Poligonais
	3.4.2 Levantamento planialtimétrico das seções transversais
	3.5 Resultados
	3.5.1 Levantamentos com o GPS
	3.5.2 Levantamentos com a Estação Total
	4 Discussões dos resultados
	4.1 Bases
	4.2 Poligonais
	4.3 Comparação entre os levantamentos
	4.3.1 Coordenadas e distâncias
	4.3.2 Produtividade, vantagens e desvantagens
	4.3.3 Custo dos equipamentos utilizados
	5 Conclusões e Sugestões
	6 Bibliografia consultada

**Resumo:** Os levantamentos topográficos para implantação de vias urbanas são usualmente realizados utilizando instrumentos e processos clássicos da Topografia. A presença de obstáculos ao longo do percurso, reduz a produtividade do trabalho além de contribuir para a imprecisão dos resultados. Este trabalho analisa a metodologia de utilização de receptores do sistema GPS (Global Positioning System) para o georeferenciamento, implantação de bases de apoio e complementação ao levantamento convencional com Estação Total. No desenvolvimento do projeto de uma via, é de esperar que desvios centimétricos na determinação das coordenadas dos pontos das bases de referência pouco afetem os resultados finais. Procurando verificar a contribuição destes desvios, foram realizados vários levantamentos convencionais e com o GPS sobre o eixo de uma via projetada na cidade de São Carlos. No final do trabalho são analisados aspectos referentes a estes levantamentos, concluindo sobre vantagens e desvantagens dos métodos e da integração GPS e Estação Total.

**Palavras chave:** levantamento topográfico, vias urbanas, projetos básicos, GPS, Estação Total.

**Abstract:** The surveying for urban roads development are usually accomplished by using instruments and processes of the classic Topography. The presence of obstacles along the course it reduces the productivity of the work contributing for the results inaccurate. This work analyzes GPS (Global Positioning System) receivers by the use for georeferencing, implant of support bases and complementation to the surveying with Total Station. In the road project development, it is expected that centimetric deviations in the determination of the points coordinates of the reference bases cause small effects in the final results. Trying to verify the contribution of these deviations, several surveys were accomplished with Total Station and GPS along a road projected in the São Carlos city. In the end of the work several aspects are analyzed about the execution of these surveys, concluding on the advantages and disadvantages of each method and of the integration GPS and Total Station.

**Keywords:** Topography surveying, urban roads, projects basics, GPS, Total Station.

Em muitas cidades brasileiras, as vias terrestres de transporte são construídas ou melhoradas depois que novos aglomerados humanos vão sendo formados. De modo geral, o plano diretor de desenvolvimento urbano municipal começa a ser implementado depois que grande parte da cidade já está habitada e o sistema viário estabelecido conforme as necessidades surgidas com o aparecimento dos bairros.

De acordo com Ferraz (1999), o planejamento do sistema viário de uma cidade deve ser parte presente no plano diretor de desenvolvimento urbano, uma vez que transporte e ocupação/uso do solo são atividades intimamente relacionadas. É importante que no plano de crescimento da cidade já estejam definidas as diretrizes do sistema viário (as principais vias e obras de arte). A reserva de espaço para o sistema viário é fundamental para se evitar o elevado custo das desapropriações.

A construção de novas vias em áreas urbanas densamente ocupadas, em especial a construção de vias largas e que ligam vários locais da cidade, como as de trânsito rápido, poderá representar para a engenharia dificuldades que vão desde a definição do traçado, levantamentos de campo, locação e execução do projeto.

Nestas condições de ambiente, o levantamento topográfico de poligonais terrestres utilizando processos e instrumentos clássicos da Topografia é conduzido com dificuldades. Isto porque a existência de obstáculos (casas, prédios, veículos estacionados etc.) ao longo da direção a ser tomada impossibilita as medições. Neste caso, normalmente, as medições passam a ser feitas segundo outras direções intervisíveis para posteriormente retornarem a direção inicial. Este procedimento, no entanto, aumenta o tempo necessário à execução dos serviços, além de contribuir para a imprecisão dos resultados.

Nas últimas décadas, a comunidade envolvida com a Mensuração passou a utilizar mais intensivamente as coordenadas de pontos obtidas a partir de receptores do NAVigation System using Time and Ranging (NAVSTAR) & Global Positioning System (GPS) para formar linhas de apoio à poligonais de levantamentos convencionais. Vários fatores inerentes ao uso de receptores de GPS tem atraído os profissionais da Topografia. A precisão associada ao tempo de obtenção de coordenadas de pontos tem sido as principais vantagens, além destas, pode-se citar a possibilidade de trabalhar em condições meteorológicas adversas e não necessitar de visibilidade entre pontos a medir.

No entanto, a vantagem do uso do GPS sobre os levantamentos convencionais em áreas urbanas não é tão explícita quanto em campos abertos. Isto porque o ambiente urbano pode dificultar a localização de pontos livres de obstáculos aos sinais GPS, bem como limitar a implantação de bases com comprimentos adequados à precisão desejada nos azimutes e, ainda, os dados coletados poderão estar contaminados de erros devido a existência de superfícies refletoras próximas às antenas receptoras de sinais.

Neste trabalho analisam-se os procedimentos e resultados de um levantamento integrado de topografia convencional e posicionamento de pontos a partir de receptores de GPS, para obtenção dos dados necessários ao projeto básico de um trecho de uma via que cruzará uma área densamente ocupada na cidade de São Carlos (SP). O Objetivo principal deste trabalho é verificar, a partir dos procedimentos operacionais e resultados dos levantamentos, se é viável o uso integrado das técnicas citadas a fim de reduzir o tempo dos serviços sem comprometimento da precisão necessária ao tipo de levantamento em questão.

Serão enfatizados ao longo do trabalho os procedimentos e conceitos que devem ser considerados na integração dos levantamentos a fim de que os resultados sejam satisfatórios e atendam às tolerâncias das normas vigentes.

## 2 Considerações sobre integração de levantamentos convencionais e GPS

Desde o início da década de 90, o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) vem utilizando o sistema GPS para posicionamento de pontos pertencentes às redes que formam o Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). A presença destes pontos, espalhados pelo País, tem permitido o posicionamento de novos pontos com GPS que vem servindo de apoio para poligonais terrestres de levantamentos topográficos convencionais.

A utilização de coordenadas obtidas com GPS em levantamentos topográficos, que tem tradicionalmente suas coordenadas expressas no Sistema Topográfico Local (STL), faz com que os produtos destes levantamentos possam ser relacionados ao SGB. No entanto, para a combinação dos resultados (coordenadas) é necessário que sejam considerados aspectos importantes. Isto porque, medições provenientes de levantamentos topográficos convencionais diferem expressivamente das observações resultantes do posicionamento diferencial de pontos a partir do sistema GPS. Enquanto nos levantamentos convencionais são obtidos ângulos e distâncias entre os pontos observados, no posicionamento relativo com GPS são obtidos vetores  $dX$ ,  $dY$  e  $dZ$  formado entre o ponto de referência e o ponto que está sendo posicionado. Em ambos os processos, as coordenadas dos pontos são resultantes de cálculos matemáticos realizados a partir dos dados coletados em campo.

Nos levantamentos convencionais, as medições (ângulos e distâncias) são pressupostas como projetadas em verdadeira grandeza sobre o plano tangente à superfície de referência (elipsóide de referência) do sistema geodésico adotado, na origem, cujas coordenadas geodésicas são conhecidas (NBR14166). Entretanto, nos levantamentos com GPS, as coordenadas dos pontos são referenciadas ao Sistema Terrestre Fixo e Centrado na Terra (CTS) que adota oficialmente o elipsóide WGS-84 como superfície de referência; as posições dos pontos obtidos podem ser expressas em coordenadas cartesianas tridimensionais (X, Y e Z), em coordenadas geodésicas ( $\phi$ ,  $\lambda$ ,  $h$ ), ou em coordenadas do sistema de projeção UTM (N, E), que é o recomendado pela NBR13133 para a confecção de cartas no Brasil.

Segundo PINTO (2000), na integração GPS e topografia, o mais indicado é transformar as coordenadas obtidas com GPS para o Sistema Topográfico Local; este procedimento é conhecido como integração por coordenadas. Outra forma é a integração pelas observações de campo, que é feita convertendo-se os resultados do processamento com GPS para os tipos de observações coletadas numa Estação Total (distância, diferença de altura e azimute entre pontos). Entretanto, é necessário que sejam feitas reduções (lineares e angulares) para que sejam uniformizadas as superfícies de referência.

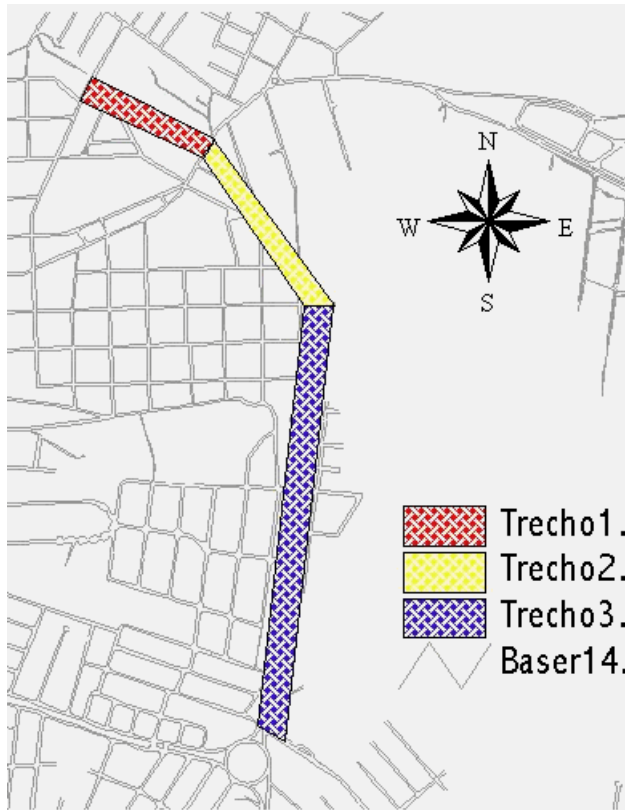
Em levantamentos topográficos já concluídos, o posicionamento de pontos com GPS poderá servir para o georeferenciamento da carta produzida. Neste caso, a integração das coordenadas do levantamento convencional e GPS será feita por transformações de sistemas de coordenadas utilizando os parâmetros que relacionam estes sistemas. Em cartas digitalizadas, o georeferenciamento pode ser rapidamente obtido utilizando um dos vários programas aplicativos existentes no mercado.

## 3 Levantamentos topográficos

### 3.1 Área do trabalho

Observações foram realizadas em uma área da cidade de São Carlos (SP) onde deverá se desenvolver, segundo projeto da Prefeitura Municipal local, uma via de trânsito rápido que complementar um trecho do anel viário da cidade.

Devido a falta de visibilidade entre vários locais, a faixa de terreno destinada a implantação da via projetada teve que ser dividida em três trechos (Figura 1).



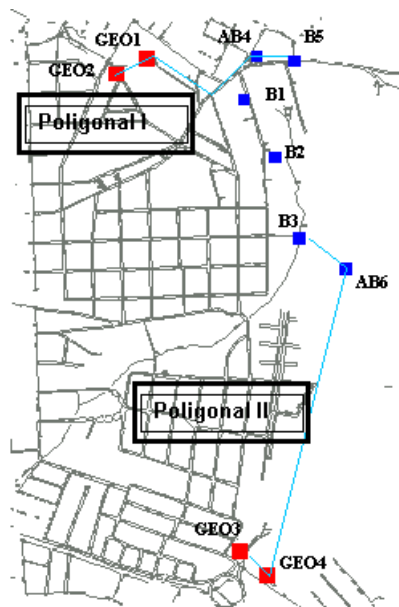
A Prefeitura da cidade de São Carlos, através do Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE), conta atualmente com uma restituição fotogramétrica completa da cidade obtida em um voo de junho de 1998. Esta restituição, disponível no formato Autocad, possui coordenadas planas UTM-SAD69 e pontos cotados em altitude ortométrica. A restituição fotogramétrica da região de interesse, denominada aqui de Planta SAAE, é apresentada na Figura 2.



Figura 2 : Planta SAAE da Área do Trabalho

### 3.2 Metodologia

A fim de reproduzir os procedimentos necessários a obtenção dos dados para formar o projeto básico de uma via, o trabalho foi realizado contemplando as seguintes etapas: implantação de quatro bases com GPS; formação de uma rede de vetores formados pelos pontos das bases; levantamento planialtimétrico de duas linhas poligonais com Estação Total apoiadas nas bases implantadas; levantamento e nivelamento de seções transversais com GPS e através da Estação Total e posicionamento de vértices das poligonais com GPS.



**Figura 3** : Localização das Bases, Poligonais e Pontos isolados

### 3.3 Levantamentos com GPS

Os levantamentos com GPS foram realizados com receptores LEICA - SR9400 de frequência L1 e código C/A e com o programa aplicativo para processamento SKY versão 2.3 da LEICA.

#### 3.3.1 Implantação das Bases

Em áreas urbanas, é difícil conseguir linhas Bases com comprimentos de algumas centenas de metros. Neste trabalho as bases implantadas foram extremamente curtas a fim de verificar os resultados das Poligonais que nelas se apoiaram (Tabela 1). A influência do erro devido ao comprimento das Bases será verificada no cálculo das Poligonais do levantamento com Estação Total.

**Tabela 1** : Bases implantadas com GPS

Base	Pontos	Extensão (m)
1	GEO1-GEO2	69,681
2	GEO3-GEO4	120,378
3	AB4-B5	129,456
4	AB6-B3	170,355

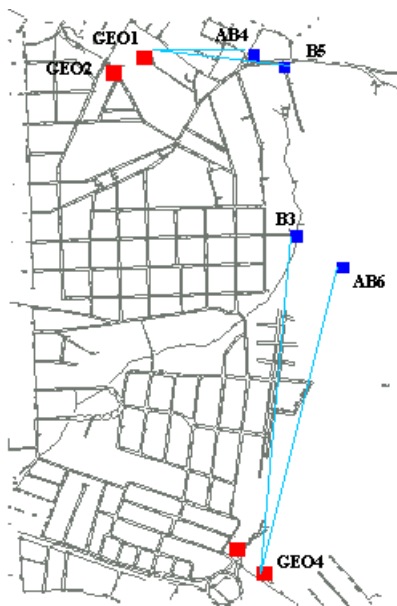
As coordenadas dos pontos das Bases foram obtidas empregando o método diferencial estático. O tempo de observação foi de 1 hora para as Bases 1 e 2 e de 20 minutos para as Bases 3 e 4 e a taxa de gravação dos dados observados foi de 10 segundos para todas as Bases. O tempo de 1 hora foi escolhido para garantir os resultados das coordenadas dos pontos de apoio aos levantamentos; O tempo de 20 minutos foi escolhido para os pontos das Bases 3 e 4 para que fossem agilizados os levantamentos e, ainda assim, garantida a resolução das ambigüidades do sistema GPS.

As coordenadas dos pontos das Bases 1 e 2 foram obtidas por irradiação do ponto STT situado na EESC. As coordenadas deste ponto, por sua vez, foram obtidas por irradiação, com receptores de dupla frequência, do ponto Pirassununga, pertencente a Rede Geodésica do Estado de São Paulo. Os 4 vetores formados variaram de 2,6 a 3,7 km de extensão (Figura 4). A ambigüidade foi resolvida e fixada para todos os pontos.



**Figura 4** : Vetores das observações para implantação das Bases 1 e 2

As coordenadas dos pontos da Base 3 foram obtidas por irradiação do ponto GEO1 da Base 1, enquanto que os pontos da Base 4 tiveram suas coordenadas obtidas por irradiação de GEO4 da Base 2. Desta forma, os vetores formados das observações foram curtos, variando de 500 a 1000 m aproximadamente (Figura 5).



**Figura 5** : Vetores das observações para implantação das Bases 3 e 4

### 3.3.2 Formação da Rede R1

O levantamento por irradiação com GPS a partir de um ponto com coordenadas conhecidas é muito usado para georeferenciar pontos em uma região da cidade porém, não garante uma boa amarração angular entre as duas bases. Procurando minimizar os desvios angulares entre as Bases 1 e 2 foram determinados 5 vetores com GPS com sessões de 20 minutos e taxa de gravação dos dados

de 10 segundos. Estes vetores formaram uma rede denominada R1 (Figura 6).



Figura 6 : Vetores observados entre as Bases 1 e 2

Na observação dos vetores da Rede R1 foram ocupados, inicialmente, com três receptores, os pontos GEO2, GEO3 e GEO4 formando os vetores independentes 1 e 2. Com dois receptores, um sobre GEO1 e outro sobre GEO3, formou-se o vetor 3 e, então, movendo-se um receptor para o ponto GEO4 e mantendo fixo o outro em GEO1, formou-se o vetor 4. Por último, ocupando-se os pontos GEO1 e GEO2 obteve-se o vetor 5 (Figura 7).

Optou-se por não formar uma rede envolvendo vetores formados entre os pontos das Bases 3 e 4 o que será discutido nos resultados.

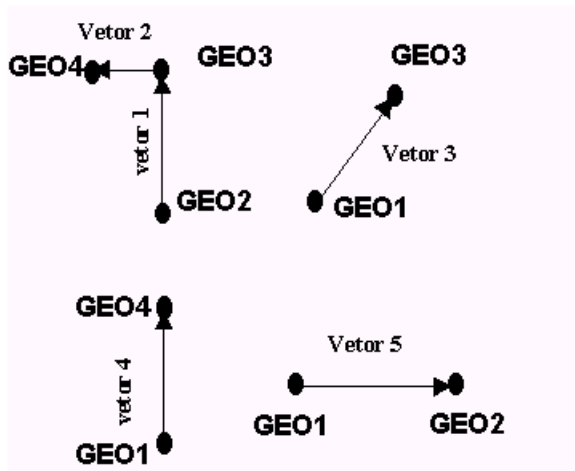


Figura 7 : Observação dos vetores da rede R1

### 3.3.3 Levantamento de pontos vértices das Poligonais

As coordenadas dos vértices das Poligonais foram obtidas utilizando o método diferencial estático. O tempo das observações foi de 12 minutos e a taxa de gravação dos dados igual a 5 segundos. Foram realizadas observações diferenciais sobre 14 pontos. O ponto de referência para as irradiações foi sempre um ponto da Rede R1 formando, desta maneira, vetores inferiores a 2 km de extensão (maior extensão desta rede).

Ocorreram perda de sinais com os satélites nas observações sobre pontos próximos as áreas bosqueadas, o que prejudicou a qualidade dos resultados, não sendo alcançada solução fixa para as coordenadas dos pontos. Realizadas novas observações sobre estes pontos, em um período com grande número de satélites (de 7 a 9) sobre o horizonte local, obteve-se sucesso.

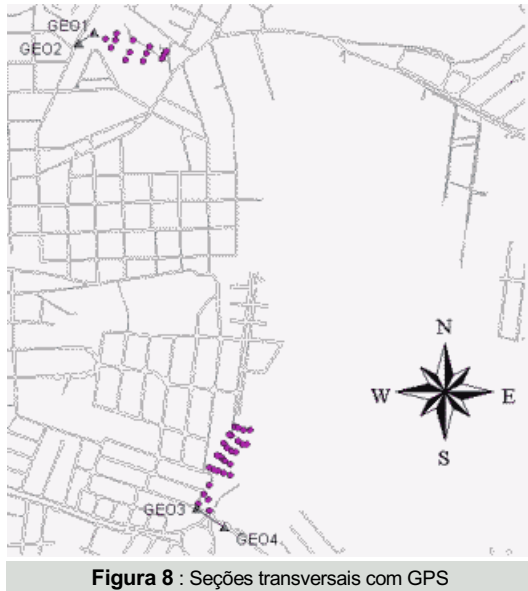
### 3.3.4 Levantamento de pontos das seções transversais

No levantamento dos pontos das seções transversais com GPS foi usado o método semi-cinemático "stop and go". O ponto de

referência para as observações da antena móvel foi sempre um dos pontos da Rede R1. Para a resolução da ambigüidade inicial foi observado o tempo de 12 minutos em um ponto com coordenadas conhecidas, localizado próximo aos locais onde foram realizadas as observações. Este fato facilitou o levantamento e reduziu a perda de sintonia com os satélites. O tempo parado sobre cada ponto foi de 20 segundos e a taxa de gravação dos dados igual a 2 segundos.

O levantamento foi realizado nos Trechos 1 e 3 da área. No Trecho 1, as observações sobre os 24 pontos foram realizadas sem interrupção dos sinais de GPS. No Trecho 2 a perda de sintonia com os satélites ocorreu na travessia das ruas e avenidas. Para a reinicialização foi posicionada a antena sobre o último ponto posicionado e prosseguiu-se com o trabalho. No entanto, as interrupções com os sinais dos satélites passaram a ser mais frequentes, optando-se por desistir do levantamento com o método "stop and go" neste Trecho.

No Trecho 3, devido as grandes áreas bosqueadas, optou-se por posicionar somente pontos situados em uma local importante para o projeto vertical da via por apresentar rampa da ordem de 10% e ser o prolongamento da avenida já construída. Nesta área, a perda de sintonia com os sinais dos satélites ocorreu uma única vez, sendo levantados 30 pontos. Os pontos das seções transversais posicionados com GPS são apresentados na Figura 8.



### 3.4 Levantamento com a Estação Total

Os levantamentos convencionais foram efetuados com uma Estação Total modelo TC400 da empresa LEICA com precisão linear de  $5\text{mm} \pm 5\text{ppm}$  e precisão angular de  $5''$  e acessórios.

#### 3.4.1 Levantamento planialtimétrico das Poligonais

Em observância a NBR13133, as Poligonais desenvolvidas foram do tipo 3. A Rede R1 foi enquadrada na classe IVPA indicada para poligonais planimétricas da classe IIP, As Poligonais I e II foram enquadradas na classe IIIP e na classe IIIN.

O levantamento foi feito seguindo visadas a ré e avante dos alinhamentos, sendo realizado mediante leituras simples com apenas uma determinação de ângulo em uma única posição do limbo já que as Estações Totais compensam os erros de eixo, excentricidade e graduação e os seus ângulos são uma média de leituras.

As distâncias foram obtidas introduzindo o valor de correção para a temperatura e para a pressão ambiente. As alturas dos pontos das Poligonais e das seções transversais foram obtidas por nivelamento trigonométrico. A altura do instrumento foi obtida com trena.

Por não haver sido localizado nenhum ponto com altitude ortométrica conhecida próximo a área de trabalho, utilizou-se a Planta SAAE para obtenção das alturas ortométricas aproximadas dos pontos utilizados para início e término dos nivelamentos. Alguns pontos perfeitamente identificáveis no terreno, como esquinas de ruas, foram utilizados para verificações de erros grosseiros nas diferenças de altura entre os pontos.

Optou-se por não realizar o contranivelamento das Poligonais, isto porque os erros obtidos se deveriam exclusivamente ao levantamento com a Estação Total, já que as coordenadas dos pontos das Bases 3 e 4 não foram ajustadas. Sendo a componente altura fornecida pelo sistema GPS menos precisa que as coordenadas latitude e longitude, a utilização destas alturas sem ajustamento para apoiar os nivelamentos com Estação Total não é uma prática recomendável.

O nivelamento das Poligonais foi realizado para verificar o tempo necessário para os trabalhos e obtenção das alturas ortométricas aproximadas dos pontos medidos, fornecendo a representação gráfica aproximada do relevo da área com base nas alturas dadas na Planta SAAE.

#### 3.4.2 Levantamento planialtimétrico das seções transversais

Após estaqueados e nivelados os lados das Poligonais procedeu-se as mesmas operações para as seções transversais, que foram lançadas a partir das estacas inteiras (estaca espaçada de 20m), fracionárias e vértices das Poligonais. O espaçamento utilizado entre as estacas foi de 20 metros e a extensão de cada seção foi de 80 metros.

No levantamento das Poligonais foram utilizadas 16 estações do equipamento e medidos 16 ângulos horizontais formados entre os alinhamentos, sendo cada ângulo medido duas vezes (medida avante e a ré). Foram medidas 14 distâncias entre os pontos de vértices das Poligonais, sendo cada uma obtida duas vezes.

No nivelamento para obtenção do perfil longitudinal da Poligonal I foram obtidas as alturas de 21 pontos localizados no Trecho 1e 61 pontos para a Poligonal II, ou seja, um total de 82 pontos e, portanto, 82 estações do aparelho para lançamento e nivelamento das seções transversais. De cada estação foram nivelados 4 pontos sobre cada seção, com exceção dos trechos de ruas (onde foram utilizados somente 2 pontos) e alguns locais com acesso dificultado por entrar em propriedades particulares. No total foram nivelados 200 pontos sobre as seções transversais utilizando a Estação Total.

No nivelamento das estacas sobre as Poligonais o número de estações do equipamento é igual ao utilizado no levantamento planimétrico, portanto, 14 estações, isto porque essas estacas vão sendo niveladas ao mesmo tempo em que são realizados os levantamentos planimétricos das Poligonais. Este procedimento proporcionou uma redução de 30% do tempo necessário ao nivelamento, considerando o tempo de 5 minutos para a instalação do equipamento em cada estação do aparelho.

Os pontos das seções transversais foram medidos com uma única visada a partir de estacas localizadas sobre os alinhamentos que formam as Poligonais.

### 3.5 Resultados

#### 3.5.1 Levantamentos com o GPS

Os resultados obtidos dos levantamentos com GPS foram coordenadas geográficas geodésicas referenciadas ao sistema WGS-84. Estas coordenadas foram transformadas em planas UTM referenciadas ao elipsóide SAD-69.

Com o objetivo de integrar os diferentes tipos de levantamento em estudo, optou-se por transformar as coordenadas planas UTM SAD-69 obtidas do GPS para o Sistema Topográfico Local (STL). Normalmente, nos projetos urbanos as plantas topográficas são desenhadas no STL para evitar as conversões de distâncias e azimutes quando se usa o sistema plano UTM. A origem do plano topográfico foi o ponto GEO1, com coordenadas  $X = 5.000,00\text{m}$ ,  $Y = 20.000,00\text{m}$  e altura de 860,0 m, sendo este valor escolhido por ser a média entre as alturas ortométricas da área.

No levantamento com GPS foram necessárias aproximadamente 5 horas de trabalho de campo para a implantação das Bases 1 e 2, 2 horas para as Bases 3 e 4. No levantamento de 10 vértices das Poligonais I e II foram despendidas 6 horas devido à dificuldade de acesso em alguns locais da área (pastos cercados) e necessidade de caminhar pela área em trechos sem acesso à veículos. Para o processamento das observações e transformações de coordenadas foi necessária 1 hora para todas as Bases e 2 horas para os demais pontos levantados.

O tempo necessário para as observações dos vetores da Rede R1 foi de 100 minutos, sendo necessárias mais 3 horas para os deslocamentos aos pontos, preparação, montagem e desmontagem do equipamento, retorno ao escritório e descarregamento dos dados. Para o processamento das observações, transformações e ajustamentos foram despendidas aproximadamente 3 horas.

Utilizando o método "stop and go" foram necessárias aproximadamente 2 horas (incluídos os tempos para inicialização, observações da antena móvel, deslocamento entre os pontos, montagem e desmontagem do instrumento) para o levantamento de 54 pontos situados sobre as seções transversais. Para o processamento das observações e transformações de coordenadas foram necessárias 4 horas de trabalho. A Tabela 2 apresenta as atividades e tempos utilizados.

**Tabela 2 :** Tempo aproximado despendido no levantamento com GPS

Atividade	Tempo despendido (horas)		Pontos levantados
	Campo	Escritório	
Implantação das Bases	7	1	4
Formação da Rede R1	5	3	4
Levantamento dos vértices	6	2	14
Levantamento das seções transversais	2	2	54
<b>Total</b>	<b>20</b>	<b>8</b>	<b>76</b>

#### 3.5.2 Levantamentos com a Estação Total

O cálculo e ajustamento das coordenadas topográficas X e Y e o cálculo das alturas dos pontos foram desenvolvidos em planilhas organizadas pelo próprio autor, utilizando o programa Excel 98 da empresa Microsoft, sendo inicialmente calculados os erros angular, transversal e longitudinal. Estes erros são apresentados na Tabela 3. As tolerâncias foram calculadas segundo prescreve a NBR13133 e são apresentadas na Tabela 4.

**Tabela 3 :** Erros do levantamento planimétrico das Poligonais

Poligonal	Erros cometidos		
	Angular (Ea) (segundos de arco)	Transversal (Et) (m)	Longitudinal (El) (m)
I	20,8"	0,060	0,309
II	44,6"	0,100	0,122

**Tabela 4 :** Tolerância dos erros (NBR13133)

Poligonal	Tolerância

	Angular (T) (segundos de arco)	Transversal (T <sub>t</sub> ) (m)	Longitudinal (T <sub>l</sub> ) (m)
I	40,4"	0,637	0,689
II	1'04"	0,794	0,736

Analisando as tabelas verifica-se que os erros do levantamento das Poligonais foram sempre abaixo das tolerâncias. A correção das observações foi realizada de acordo com a NBR13133. Os erros angulares foram distribuídos proporcionalmente ao número de vértices das Poligonais dado pela diferença entre o azimute final calculado e o azimute conhecido da base final.

Os erros lineares foram distribuídos proporcionalmente ao comprimento dos lados das Poligonais e foram determinados pela diferença entre a soma das projeções dos alinhamentos em cada eixo e a diferença entre as coordenadas iniciais e finais dos pontos conhecidos dos respectivos eixos.

Na obtenção das alturas dos pontos foram utilizadas as fórmulas do nivelamento trigonométrico. Os resultados são cotas referenciadas a superfície de nível situada a 860 m abaixo do ponto GEO1 e aproximações das alturas ortométricas obtidas na Planta SAAE.

Considerando a praticidade em se operar com a Estação Total, as medições dos 14 vértices das Poligonais I e II foram realizados em aproximadamente 140 minutos (10 minutos em cada estação). Porém, o tempo total dos trabalhos de campo foi aumentado consideravelmente devido aos deslocamentos entre pontos da área. Neste trabalho, foi necessário avançar sobre terrenos alagados, atravessar cercas de arame farpado, fazer o roçado do mato em muitos trechos do levantamento e caminhar centenas de metros carregando os equipamentos para chegar a alguns pontos sem acesso a veículos. O tempo médio gasto em cada estação para o levantamento planimétrico das poligonais foi de 20 minutos.

No nivelamento dos 82 pontos situados sobre os alinhamentos das Poligonais foram necessárias aproximadamente 3 horas de trabalho e 15 horas para o nivelamento dos 200 pontos das seções transversais, incluindo o tempo de instalação do equipamento para obtenção da direção da seção transversal.

Para os cálculos e ajustamentos das coordenadas das Poligonais I e II foram necessárias 4 horas de trabalho e 1 hora para a obtenção das alturas dos pontos. A tabela 5 apresenta um resumo das atividades e tempos utilizados.

**Tabela 5** : Tempo aproximado despendido no levantamento das Poligonais I e II com a Estação Total

Atividade	Tempo despendido (hora)		Pontos levantados
	Campo	Escritório	
Levantamento Planimétrico	5	4	14
Nivelamento	18	1	282
<b>Total</b>	<b>23</b>	<b>5</b>	<b>296</b>

## 4 Discussões dos resultados

### 4.1 Bases

Objetivando verificar a qualidade das coordenadas dos pontos que compõem as Bases 1 e 2, origem das Poligonais I e II, foi realizado um ajustamento dos 5 vetores observados entre todos os pontos, tendo como junção o ponto GEO1 (Figura 6). Foi utilizado o programa TRIMNET 2.3 da Trimble. A Tabela 6 apresenta as coordenadas topográficas dos pontos das duas Bases obtidas da irradiação a partir do ponto STTU e do ajustamento e as respectivas diferenças.

**Tabela 6** : Coordenadas topográficas dos pontos das Bases obtidas da irradiação e do ajustamento e respectivas diferenças

Ponto	Coordenadas planas UTM SAD-69 e topográficas				Diferenças (cm)	
	Irradiação (m)		Ajustamento (m)		X	Y
	X	Y	X	Y		
GEO1	5.000,00	20.000,00	5.000,00	20.000,00	0	0
GEO2	4.942,35	19.960,86	4.942,35	19.960,86	0	0
GEO3	5.332,65	18.298,48	5.332,67	18.298,53	2	5
GEO4	5.432,32	18.230,98	5.432,31	18.230,99	1	1

Os valores diferenciaram-se de 1 cm com exceção das coordenadas do ponto GEO3 que havia sido violado por máquinas que iniciaram serviços de terraplanagem na área, o que ocorreu no intervalo entre as irradiações e observação dos vetores das Bases 1 e 2. A partir destas diferenças se pode inferir que para as precisões dos levantamentos topográficos de vias e quando são utilizados vetores curtos (da ordem de 2 km) formados entre o ponto de referência e pontos das bases, as coordenadas ajustadas destes pontos (bases) pouco contribuem para a qualidade dos resultados das poligonais. As coordenadas topográficas ajustadas desses pontos foram utilizadas para o cálculo das Poligonais obtidas do levantamento convencional com Estação Total.

O comprimento reduzido das Bases 1 e 2 (70 e 120 m, respectivamente), utilizadas para apoiar as Poligonais, podem introduzir erros nas coordenadas obtidas para os pontos. Para verificar a influência do comprimento destas Bases nas coordenadas e nas distâncias entre os vértices das Poligonais, foram desenvolvidos os seguintes cálculos: sendo os vetores formados entre a referência (STT) e os pontos da Base 1 da ordem de 2,6 km e considerando a precisão de  $5\text{mm} \pm 2\text{ppm}$ , dada pelo fabricante do equipamento para as coordenadas do processamento com GPS no modo estático, poderá ocorrer um erro no posicionamento dos pontos de  $5\text{mm} + 2,6 \cdot 2\text{mm} \approx 10\text{mm}$ . O erro máximo será 20 mm, quando ocorrer o erro de 10 mm em cada um dos pontos e em mesmo sentido. Sendo o comprimento da Base 1 aproximadamente igual a 70 m, o erro no azimute devido a imprecisão do levantamento dos pontos será de 1'.

A Base 2, formada pelos pontos GEO2 e GEO3 com vetores da ordem de 3,7 km e com comprimento de aproximadamente 120 m, poderá apresentar erro devido a imprecisão do levantamento dos pontos desta Base igual a 24,8 mm ( $5\text{mm} + 3,7 \cdot 2\text{mm} \approx 12\text{mm} \cdot 2 \approx 24\text{mm}$ ) que poderá resultar em erro da ordem de  $43''$  no azimute.

Introduzindo-se  $1'$  no azimute de cada uma das Bases utilizadas para apoiar a Poligonal I, em mesmo sentido, ou seja, um erro total de  $2'$  no cálculo, pôde-se verificar diferenças entre as coordenadas e distâncias dos pontos mostrados na tabela 7. Para o Poligonal II, foi introduzido o erro de  $43''$  no azimute de cada uma das Bases utilizadas; as diferenças entre as coordenadas e distâncias dos pontos são apresentadas na Tabela 8.

**Tabela 7 :** Diferenças nos resultados da Poligonal I modificada em  $2'$  angularmente

Vértice	Diferença na distância	Diferença nas coordenadas (cm)	
	horizontal (cm)	X	Y
A1	2,5	1,3	2,0
AB2	1,0	2,1	1,8
A3	4,2	3,4	1,5

**Tabela 8 :** Diferenças nos resultados da poligonal II modificada em  $1'26''$  angularmente

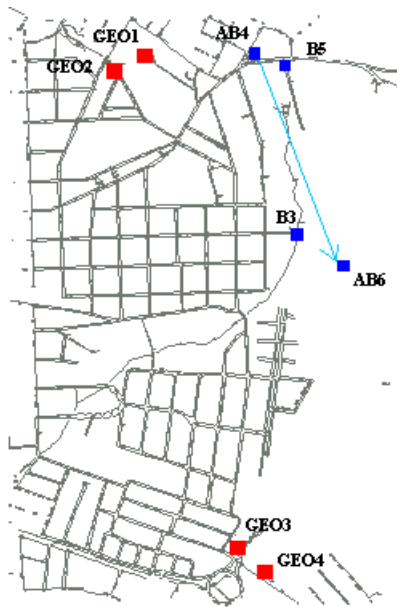
Vértice	Diferença na distância	Diferença nas coordenadas (cm)	
	horizontal (cm)	X	Y
AB15	1,7	0,7	0,8
AB14	0,6	0,7	0,7
AB13	1,0	0,7	0,4
AB12	2,1	0,6	0,0
AB11	1,4	0,4	0,4
AB10	7,6	0,2	0,7
AB9	4,5	0,6	1,2
AB8	7,4	1,5	1,6
AB7	1,0	2,6	1,8

Os resultados mostram que a maior diferença nas coordenadas dos pontos foi de 3,6 cm, enquanto que nas distâncias foi de 7,6 cm. É importante observar que esses valores foram obtidos de alterações no azimute de cada uma das Bases (inicial e final), considerando os máximos erros (situação extremista) decorrentes do comprimento destas linhas, o que nem sempre ocorre em campo.

Os resultados foram obtidos em planilhas de cálculo e ajustamento de poligonais. Por esta razão, os erros introduzidos propositalmente nos azimutes das Bases não foram analisados isoladamente, isto porque os resultados (coordenadas) foram influenciados pelos erros angular e linear decorrentes do levantamento. Para um maior rigor na averiguação da influência do comprimento de bases nas distâncias e coordenadas de pontos recomenda-se a utilização da Teoria dos Erros.

As coordenadas dos pontos das Bases 1 e 2 foram obtidas a partir do procedimento utilizado em levantamentos geodésicos: observação dos vetores formados por todos estes pontos e ajustamento das suas coordenadas. Tendo em vista as pequenas diferenças obtidas entre as coordenadas topográficas resultantes das irradiações e as ajustadas (Tabela 6) concluiu-se que para a precisão deste trabalho e quando são utilizados vetores curtos (da ordem de 2 km) entre o ponto de referência e os pontos das bases, a utilização de coordenadas ajustadas para apoiar as poligonais pouco contribuem para a qualidade dos resultados.

Observando-se os resultados obtidos nas análises realizadas para as Bases 1 e 2 que estão separadas aproximadamente por 2km, é de se esperar que para as Bases 3 e 4, distanciadas aproximadamente 750 m uma da outra, as diferenças citadas sejam ainda inferiores. É importante lembrar que as coordenadas dos pontos destas Bases (3 e 4) foram obtidos por irradiação de pontos das Bases 1 e 2, que formaram vetores curtos da ordem de 500 a 1.000 m. Por esta razão, optou-se por não proceder as observações dos vetores entre pontos das Bases 3 e 4, utilizando-se as coordenadas destes pontos para o cálculo das Poligonais I e II. No entanto, objetivando verificar a validade de se utilizar coordenadas obtidas de irradiações para apoiar as Poligonais desenvolvidas foi realizada uma sessão de observações com GPS sobre os pontos AB4 da Base 3 e AB6 da Base 4, que foram pontos utilizados no cálculo do erro linear das Poligonais (Figura 9).



**Figura 9** : Vetor das observações com GPS entre os pontos AB4 e AB6

A tabela 9 apresenta os resultados das coordenadas topográficas destes pontos obtidas de irradiações (Figura 5) e as calculadas a partir das observações do vetor formado entre estes pontos (Figura 9), aqui denominadas de “Coordenadas por Vetor”.

**Tabela 9** : Coordenadas dos pontos AB4 e AB6

Ponto	Coordenadas topográficas						Diferenças (cm)		
	Irradiação (m)			Por vetor (m)			X	Y	Cota
	X	Y	Cota	X	Y	Cota			
AB4	5.445,50	19.985,35	900,79	5.445,49	19.985,35	900,80	1	0	1
AB6	5.620,10	19.247,44	855,23	5.620,12	19.247,45	855,21	2	1	2

Observa-se na tabela 9 que a maior diferença entre as coordenadas e as cotas dos pontos foi de 2 cm. Calculando-se a distância entre estes pontos utilizando as coordenadas da irradiação e, então, a partir das Coordenadas por Vetor obteve-se a variação de 5mm entre as distâncias.

As diferenças obtidas comprovam que para a precisão dos levantamentos topográficos destinados a projetos básicos de vias e quando são utilizados vetores da ordem de 2 km, não se justifica a utilização de coordenadas ajustadas para apoiar os levantamentos convencionais.

## 4.2 Poligonais

As Poligonais desenvolvidas neste trabalho objetivaram analisar a aplicação do GPS em levantamentos topográficos convencionais, apresentando precisão suficiente para projetos básicos de vias (Tabelas 3 e 4), comprovando, desta forma, a pouca influência dos erros decorrentes das Bases de apoio aos levantamentos discutidas no item 4.1.

## 4.3 Comparação entre os levantamentos

### 4.3.1 Coordenadas e distâncias

As coordenadas dos pontos obtidas com a Estação Total e com o GPS foram transformadas em topográficas e calculadas as

distâncias e diferenças de nível entre estes pontos. A diferença entre as distâncias horizontais e entre a variação de altura dos pontos são apresentadas na tabela 10. As diferenças entre as coordenadas topográficas são apresentadas na Tabela 11.

**Tabela 10** : Diferenças obtidas nas distâncias topográficas dos levantamentos com Estação Total e GPS

Alinhamento	Diferenças obtidas E.T – GPS (cm)	
	Distância horizontal	Varição de altura
GEO1 – GEO2	0,2	-0,4
B3 – AB6	2,0	1,0
AB6 – AB7	1,0	0,5
AB7 –AB8	-2,0	3,0
AB8 –AB9	-2,0	-1,0
AB9 –AB10	1,0	-4,0
AB10 –AB11	-0,3	1,0
AB11 –AB12	-2,0	0,5
AB15 – GEO4	0,1	1,0
GEO3 –GEO4	-0,2	1,0
<b>Média</b>	<b>-1,0</b>	<b>1,3</b>

**Tabela 11** : Diferenças obtidas entre as coordenadas topográficas ajustadas dos levantamentos com Estação Total (E.T.) e com o GPS

Ponto	Diferenças obtidas E.T. - GPS (cm)	
	X	Y
AB2	5,9	-1,1
AB7	6,6	0,3
AB8	5,0	0,6
AB9	3,5	1,0
AB10	1,0	1,7
AB11	-0,2	2,2
AB12	0,1	2,4
AB15	-0,3	2,3
A4	-8,0	3,4
A5	-2,9	1,0
<b>Média</b>	<b>5,3</b>	<b>6,9</b>

Observa-se que as diferenças nas distâncias obtidas entre os dois métodos apresentam uma média de 1 cm tanto na horizontal como na vertical. Este valor irá pouco contribuir nas diferenças de coordenadas. Por outro lado, quando são determinadas coordenadas pelo método clássico e pelo GPS já se verifica uma divergência de vários centímetros. Este fato ocorre porque com o GPS se determina um vetor espacial resultante das diferenças de vetores que unem os pontos aos satélites, sendo este vetor espacial mais sensível às mudanças espaciais na sua posição que no seu comprimento.

#### 4.3.2 Produtividade, vantagens e desvantagens

Observando-se os resultados apresentados no item 2, Tabelas 2 e 5, tem-se que a produtividade da Estação Total foi da ordem de 4 vezes superior a do GPS. A tabela 12 apresenta a produtividade dos dois métodos utilizados.

**Tabela 12** : Produtividade obtida com a Estação Total e com o GPS

Levantamento	Produtividade (pontos/ hora)
Convencional	10,5
GPS	2,7

Nas observações dos vértices das Poligonais, observou-se que o tempo em cada ponto com a Estação Total foi praticamente igual ao tempo das observações dos pontos vértices das poligonais com GPS (12 minutos). A diferença está no tempo despendido para obtenção dos resultados. Enquanto que nas Estações Totais as coordenadas podem ser apresentadas no próprio campo (resultados parciais sem correções e ajustamentos), com o GPS as coordenadas são conhecidas somente após o processamento das observações, normalmente realizado no escritório (excetuando-se quando são utilizadas as chamadas Estações Totais GPS, obtendo-se as coordenadas dos pontos em tempo real).

O levantamento com GPS para formar seções transversais, utilizando o método “stop-and-go” não se mostrou adequado para as áreas urbanas, devido as obstruções aos sinais dos satélites e constante perda de sintonia com a estação de referência, portanto, é mais adequado, rápido e confiável executar as medições das seções transversais com a Estação Total.

Nas observações aos vetores para formação de redes com GPS, outro aspecto envolvido com o tempo do levantamento diz respeito ao acesso aos pontos a serem observados. A proximidade espacial entre eles poderá não significar pequenos e fáceis percursos a serem realizados para se chegar aos pontos, o que pode aumentar muito o tempo de execução dos trabalhos.

A utilização das Bases 3 e 4 contribuíram para a redução do tempo do levantamento. Isto porque a observação de vetores entre

pontos das bases a cada vez que seja necessário interromper o levantamento convencional, aumenta o tempo de execução dos trabalhos de campo e interrompe a seqüência das medições que vem sendo feitas pelos alinhamentos da poligonal.

Nos levantamentos convencionais, a experiência do profissional com as medições, permite que erros grosseiros sejam detectados no próprio local, evitando o retorno ao campo para correções, enquanto que, nos levantamentos com GPS, até que as observações sejam processadas não se tem conhecimento algum dos resultados.

Uma grande vantagem dos levantamentos com GPS diz respeito a mão de obra do trabalho. Uma única pessoa pode executar todo o levantamento enquanto que com a Estação Total (não robotizadas) são necessários, no mínimo, duas pessoas.

No levantamento com Estação Total a participação humana é muito mais ativa e, sendo assim, a qualidade dos resultados das medições esta diretamente relacionada com o rigor da equipe de trabalho nas operações. No levantamento com GPS, a participação humana é pequena e não influencia nos resultados das observações.

#### 4.3.3 Custo dos equipamentos utilizados

Um fator importante a ser considerado nos levantamentos refere-se ao custo dos equipamentos. Atualmente, as Estações Totais apresentam preços mais acessíveis que os receptores de GPS utilizados em levantamentos geodésicos e topográficos. No entanto, por ser possível uma única pessoa realizar os levantamentos com GPS, o custo inicial elevado deste equipamento poderá ser compensado com a economia em encargos sociais e salários.

O modelo dos equipamentos utilizados neste trabalho foram substituídos por outros, conforme informação fornecida por funcionário de uma empresa que comercializa a marca LEICA no País. Objetivando apresentar os valores dos mesmos, o autor consultor preços de Estações Totais e pares de receptores de GPS, com a mesma marca e características similares aquelas apresentadas pelos equipamentos utilizados. A Estação Total TC 110 custa atualmente R\$ 15.800,00, aproximadamente U\$ 6.600,00, enquanto o par de receptor de GPS, modelo SR 510 com programa de processamento, custa R\$ 61.000,00, aproximadamente, U\$ 25.500,00.

## 5 Conclusões e Sugestões

Os levantamentos desenvolvidos neste trabalho permitiram avaliar o GPS como instrumento topográfico no meio urbano. A sua primeira vantagem é a implantação de bases georeferenciadas em locais situados a vários quilômetros dos pontos de referência. A segunda vantagem é o levantamento de pontos em um meio urbano, dispensando a intervisibilidade entre os mesmos. Neste caso em particular que trata do levantamento topográfico para o projeto de uma nova via, as vantagens do GPS são ainda mais realçadas por não necessitar precisões geodésicas. Em outras palavras, erros de centímetros não causarão diferenças no projeto. As vantagens mencionadas levam a uma conclusão imediata que o GPS pode substituir a Estação Total. Verificou-se neste trabalho que esta substituição não é sempre vantajosa, nos locais que permitem a intervisibilidade dos pontos a produtividade da Estação Total é superior a do GPS. Analisando alguns aspectos particulares deste levantamento pode-se concluir:

- As Bases implantadas por pontos levantados com GPS, apesar de curtas não comprometeram os resultados das Poligonais que nelas se apoiaram, o que indica a pouca importância do comprimento de bases para a precisão do levantamento destinado a projetos básicos de vias e, também, a boa precisão do GPS na obtenção de coordenadas latitude e longitude dos pontos;
- A utilização das Bases não ajustadas para apoiar trechos das Poligonal I e II introduziu erros nos resultados que para as precisões dos levantamentos destinados a projetos básicos de vias poderão ser desprezados. Deve-se, no entanto, observar o comprimento do vetor formado entre a estação de referência e os pontos das bases. Neste trabalho as análises foram realizadas somente para vetores curtos (valores máximos de 2 km);
- As variações entre as distâncias horizontais e entre as diferenças de altura dos pontos obtidas com a Estação Total e com GPS mostraram que para a precisão deste trabalho pode-se perfeitamente utilizar as observações diferenciais deste sistema para trechos do levantamento que não apresentam intervisibilidade para as medições convencionais;
- Os levantamentos altimétricos em áreas urbanas, em especial, o nivelamento das estacas para formar os perfis longitudinais e transversais, realizados com a Estação Total continuam sendo mais indicados que a utilização de receptores de GPS pela praticidade, rapidez e precisão das medidas obtidas;
- Analisando os levantamentos pelo dois métodos em separados, verificou-se que a produtividade da Estação Total foi da ordem de 4 vezes superior a do GPS, indicando, assim, a utilização destes equipamentos em trabalhos destinados a projetos viários.

Como sugestão para trabalhos futuros recomenda-se verificar a integração entre os levantamentos convencionais e com GPS ajustando trechos de levantamentos com GPS e analisando a integração pelas observações de campo (ângulos e distâncias) para verificação das distorções existentes principalmente nos azimutes obtidos por ambos os levantamentos. Sugere-se também que sejam detalhados os custos associados aos levantamentos integrados comparando-os com os levantamentos convencionais com Estação Total.

## 6 Bibliografia consultada

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, AASHTO, Washington, D. C., 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133, *Execução de Levantamento topográfico – procedimento*.

Rio de Janeiro, 1994.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** NBR 14166, *Rede de referência cadastral municipal – procedimento*. Rio de Janeiro, 1998.

**Camargo, P. O. et al.** *Posicionamento GPS para apoio de poligonais topográficas: Análise do erro de fechamento*. Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico e Multifinalitário. UFSC Florianópolis – 18 a 22 out. 1998.

**Campos, M. A., Seeber G. and Wübbena, G.** *Positioning with GPS in Brazil*. In the Proceedings of the Fifth International Geodetic Symposium on Satellite Positioning, Las Cruces, 1989.

**Chaves, Eliana E. D.** *Análise da qualidade de dados georeferenciados utilizando a tecnologia do GPS*. São Carlos. 179 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

**Cintra, J. P.** *Automação da Topografia: Do campo ao projeto*. São Paulo. 120 p. Tese (Livre Docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993.

**Ferraz, A. C. P., Fortes Q. F., Simões, F. A.** *Engenharia de tráfego urbano - Fundamentos Práticos*. Edição preliminar não publicada, 1999.

**Françoso, M.T., Chaves, C. M. et al.** *"Implantação de uma rede de referência cadastral no campus da UNICAMP"*. Anais do XIX Congresso Brasileiro de Cartografia, Recife/Olinda (PE), 03/10 a 08/10/1999.

**Hofmann-Wellenhof, B., Lichtenegger, H., Collins, James.** *Global Positioning System - Theory and practice*. 4ª edição, Springer-Verlag/Wien New York, 1997.

**Hothem L. D. & Soler T.** *"Coordinates systems used in Geodesy: Basic definitions and concepts"*. Journal of Surveying Engineering, Vol. 114, No. 2, 1988, p. 84-97.

**Leick, A.** *GPS Satellite Surveying*. 2ª edition. New York. John Wiley & Sons, 1995.

**Lopes, S. C.** *GPS e o perfil vertical de rodovias*. São Carlos. 121 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1996.

**Lotti, C. P.** *Um método expedito de representação da geometria de uma rodovia na forma em que foi efetivamente construída*. São Carlos. 120p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

**Maia, T.C.B.** *Estudo e análises de poligonais segundo a NBR 13133 e o Sistema de Posicionamento Global*. São Carlos. 177 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

**Marques, A. P.** *Análise de parâmetros geométricos de curvas verticais de vias, à luz do Sistema de Posicionamento Global – GPS*. São Carlos. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

**Oglesby, C. H. & Hicks, R.G.** *Highway Engineering*. 4ª ed. New York. The Ronald Press Company, 1982.

**Pinto, J. R. M.** *Potencialidade do uso do GPS em obras de Engenharia*. Presidente Prudente. 173 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, 2000.

**Ribeiro, F. C.** *A nova geração de estações totais*. Revista InfoGeo, n.08, p. 22, 1999.

**Wells, D. et al.** *Guide to GPS Positioning*. Canadian. GPS Associates, New Brunswick. Canada, 1986.

**Schaal, R. E.** *Efeitos da refração na atmosfera em observações geodésicas próximas ao solo*. São Paulo. 120 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1995.

**Schaal, R. E.** *Medições de deslocamentos em obras civis de grande porte com GPS. "Proposta de metodologia de análise dos resultados e tratamento dos dados"*. São Paulo. 118 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1998.

**Schaal, R. E. et al.** *Levantamento topográfico: Receptor GPS versus Estação Total*. Congresso Brasileiro de Cartografia, 16; Rio de Janeiro, 1995.

**Schofield, W.** *"Engineering Surveying: Theory and examination problems for students"*. 4ª edition. Inglaterra. Butterworth-Heinemann Ltd. ISBN 0-7506-0511-1, 1993

**Seeber, G.** *Satellite Geodesy: foundations, methods and applications*. Berlin, New York, Walter Gruyter, 1993.

**Segantine, P. C. L.** *"GPS Sistema de Posicionamento Global"*. Apostila editada pela Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

**Segantine, P. C. L.** *Estabelecimento e ajuste de uma rede geodésica no Estado de São Paulo, com o sistema de posicionamento NAVSTAR/GPS*. São Paulo. 225 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1995.

**Silva, I., Erwes, H.** *Apostila do IV Curso de Atualização em Topografia e GPS (segundo a NBR 13133)*. Apostila não publicada, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

**Streiff, G.G.** *Utilização do sistema GPS em levantamento e locação de obras de Engenharia*. São Paulo. 98 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1999

**Rocha, C.H.B.** *Avanços tecnológicos no levantamento e processamento de dados para o projeto geométrico de vias*. São Carlos. 93 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1994.

**Veiga, L. A. K.** *Sistema para mapeamento automatizado em campo: conceitos, metodologia e implantação de um protótipo*. São Paulo. 201 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000.

**Veronez, M. R.** *Proposta de parâmetros de transformação entre os sistemas WGS-84 e o SAD-69 para região de São Carlos-SP.* São Carlos, 1998. 113p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

**Wolf, P. R.; Brinker, R. C.** *Elementary surveying.* New York. Harper Collins College Publishers, 1994.

