

TOPOGRAFIA

CONCEITOS BÁSICOS

1. INTRODUÇÃO

Topografia – Originário do Grego Topos (lugar) + Graphen (Descrever)

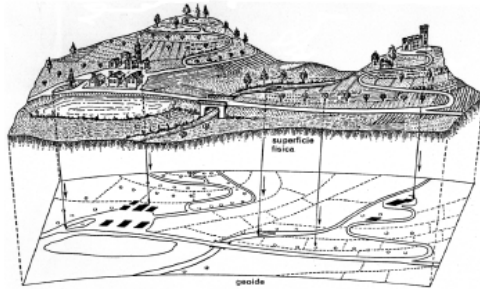
O que significa: descrição exata e minuciosa de um lugar.

Definições Básicas:

Ciência aplicada com o objetivo de representar em uma planta ou carta, uma limitada porção da superfície terrestre, com acidentes naturais e artificiais, com expressão do relevo, isto tudo sem levar em consideração a curvatura da terra.

Finalidade: determinar o *contorno, dimensão e posição relativa* de uma *porção limitada* da superfície terrestre, do fundo dos mares ou do interior de minas, *desconsiderando* a curvatura resultante da esfericidade da Terra. Compete ainda à Topografia, a locação, no terreno, de projetos elaborados de Engenharia. (DOMINGUES, 1979).

Importância: ela é a *base* de qualquer projeto e de qualquer obra realizada por engenheiros ou arquitetos. Por exemplo, os trabalhos de *obras viárias, núcleos habitacionais, edifícios, aeroportos, hidrografia, usinas hidrelétricas, telecomunicações, sistemas de água e esgoto, planejamento, urbanismo, paisagismo, irrigação, drenagem, cultura, reflorestamento etc.*, se desenvolvem em função do terreno sobre o qual se assentam. (DOMINGUES, 1979). Portanto, é fundamental o conhecimento pormenorizado deste terreno, tanto na etapa do projeto, quanto da sua construção ou execução; e, a Topografia, fornece os métodos e os instrumentos que permitem este conhecimento do terreno e asseguram uma correta implantação da obra ou serviço.



Diferença e Semelhanças entre Geodésia e Topografia:

Ambas utilizam os mesmos instrumentos

Utilizam praticamente dos mesmos métodos para p/ mapeamento da superfície

Topografia trabalha com pequenas áreas (sem considerar a curvatura da Terra) – Geodésia mais abrangente (considera a curvatura da terra)

* Restringindo a área para se medir sua distância pode-se considerar tal espaço (mesmo sendo a Terra achatada nos pólos) como sendo plano.

Segundo o Geógrafo W. Jordan: o limite para se considerar uma porção da superfície Terrestre como plana é 55 Km².

Ou seja:

$55.000.000 \text{ m}^2 / 24.200 \text{ m}^2 = 2273,00 \text{ Alq Paulista}$

Para uma área de 5.000 Alq Pta, como proceder?

Divide-se a área em 3 áreas menores, de 1.600, 1.700 e 1.700 alq sp.

1.1. DIVISÃO DA TOPOGRAFIA

Levantamento Topográfico Planimétrico

Conjunto de operações necessárias p/ a determinação de pontos e feições do terreno que serão projetados sobre um plano horizontal de referência através de suas coordenadas X e Y

Levantamento Topográfico Altimétrico

Conjunto de operações necessárias para a determinação de pontos e feições do terreno que, além de serem projetados sobre um plano horizontal de referência, terão sua representação em relação a um plano de referência vertical ou de nível através de suas coordenadas X, Y e Z (representação tridimensional).

Topometria

Ao conjunto de métodos abrangidos pela *planimetria* e pela *altimetria*

Topologia:

por sua vez, utilizando-se dos dados obtidos através da *topometria*, tem por objetivo o estudo das formas da superfície terrestre e das leis que regem o seu modelado.

PLANTA X CARTA X MAPA

Planta é representação menor, sem muitos detalhes, até escala 1:20.000

Carta: é uma representação maior, com detalhes. Entre escala 1:20.000 e 1:250.000

Mapa: é uma representação de uma vasta região (Acima de 1:250.000)

MODELOS TERRESTRES UTILIZADOS EM TOPOGRAFIA

2. MODELOS TERRESTRES UTILIZADOS EM TOPOGRAFIA

No estudo da forma e dimensão da Terra, podemos considerar quatro tipos de *superfície* ou *modelo*:

a) Modelo Real

Forma exata da Terra;

Não existe modelagem matemática (não pode ser definido matematicamente) devido à irregularidade da superfície terrestre;

b) Modelo Geoidal

Permite que a superfície terrestre seja representada por uma *superfície fictícia* definida pelo prolongamento do nível médio dos mares (NMM) por sobre os continentes.

Determinado matematicamente através de medidas gravimétricas (força da gravidade) realizadas sobre a superfície terrestre;

Específicos da Geodésia.

c) Modelo Elipsoidal

É o mais usual de todos os modelos que serão apresentados. Nele, a Terra é representada por uma superfície gerada a partir de um elipsóide de revolução, com deformações relativamente maiores que o modelo geoidal.

No Brasil, as cartas produzidas no período de 1924 até meados da década de 80 utilizaram como referência os parâmetros de *Hayford*. A partir desta época, as cartas produzidas passaram a adotar como referência os *parâmetros* definidos pelo *Geodetic Reference System - GRS 67*, mais conhecido como *Internacional 67*.

Parâmetros:

DATUM = SAD 69 (CHUÁ); a = 6.378.160 m; f = 1 - b/a = 1 / 298,25

Onde

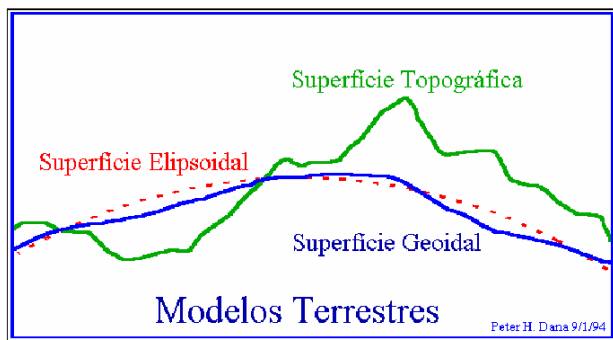
DATUM: é um sistema de referência utilizado para o cômputo ou correlação dos resultados de um levantamento. Existem dois tipos de datums: o vertical e o horizontal. O datum vertical é uma superfície de nível utilizada no referenciamento das altitudes tomadas sobre a superfície terrestre. O datum horizontal, por sua vez, é utilizado no referenciamento das *posições* tomadas sobre a superfície terrestre. Este último é definido: pelas coordenadas geográficas de um ponto inicial, pela direção da linha entre este ponto inicial e um segundo ponto especificado, e pelas duas dimensões (**a** e **b**) que definem o elipsóide utilizado para representação da superfície terrestre.

SAD: South American Datum, oficializado para uso no Brasil em 1969, é representado pelo vértice Chuá, situado próximo à cidade de Uberaba-MG.

a: é a dimensão que representa o semi-eixo maior do elipsóide (em metros).

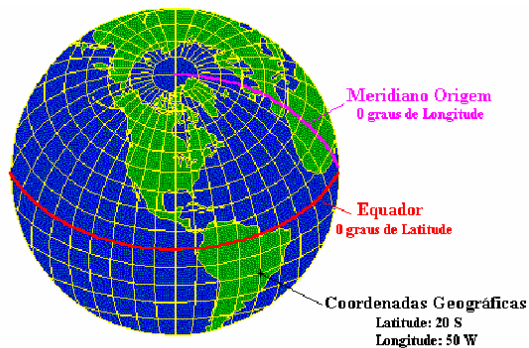
b: é a dimensão que representa o semi-eixo menor do elipsóide (em metros).

f: é a relação entre o semi-eixo menor e o semi-eixo maior do elipsóide, ou seja, o seu achatamento.



d) Modelo Esférico

Terra é representada como uma esfera
É o mais distante da realidade
Não é utilizado!!!



Linha dos Pólos ou Eixo da Terra: é a reta que une o pólo Norte ao pólo Sul e em torno do qual a Terra gira. (Movimento de Rotação)

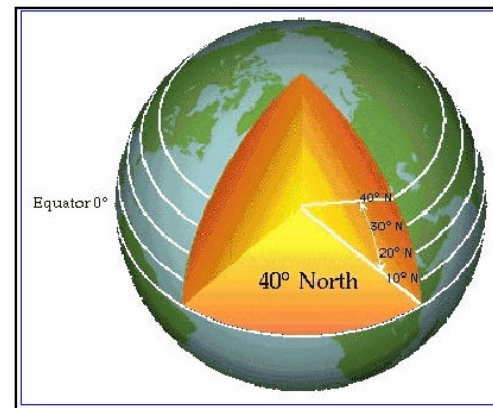
Equador: é o círculo máximo da Terra, cujo plano é normal à linha dos pólos. **Paralelos:** são os círculos cujos planos são paralelos ao plano do equador. Os Paralelos mais importantes são: Trópico de Capricórnio ($\phi = 23^\circ 23'S$) e Trópico de Câncer ($\phi = 23^\circ 23'N$).

Meridianos: são as seções elípticas cujos planos contêm a linha dos pólos e que são normais aos paralelos.

Latitude(ϕ): de um ponto da superfície terrestre é o ângulo formado entre o paralelo deste ponto e o plano do equador. Sua contagem é feita com origem no

equador e varia de 0° a 90° , positivamente para o norte (N) e negativamente para o sul (S).

Latitude é a distância em graus, minutos e segundos de arco Norte ou Sul do Equador, medidos ao longo do meridiano do ponto; vai de 0 a 90° , ou ainda, "latitude é o ângulo entre o fio de prumo e o plano do equador celeste, ou o ângulo entre o plano do horizonte e o eixo de rotação da Terra".



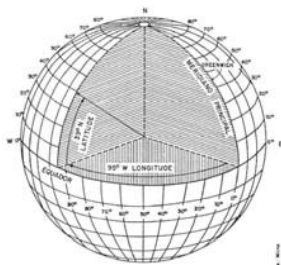
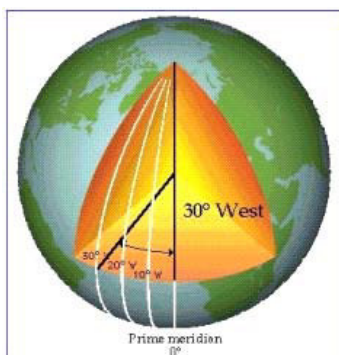
Longitude(λ): de um ponto da superfície terrestre é o ângulo formado entre o meridiano de origem, conhecido por Meridiano de Greenwich (na Inglaterra), e o meridiano do lugar (aquele que passa pelo ponto em questão). Sua contagem é feita de 0° a 180° , positivamente para oeste (W ou O) e negativamente para leste (E ou L).

Longitude é a distância em graus, minutos e segundo de arco Leste ou Oeste do Meridiano de Greenwich, medidos ao longo do paralelo do ponto, vai de 0 a 180° , ou Longitude é o ângulo entre o plano do meridiano celeste e o plano do meridiano de origem, escolhido arbitrariamente.

Coordenadas Geográficas (Φ, λ): é o nome dado aos valores de latitude e longitude que definem a posição de um ponto na superfície terrestre. Estes valores dependem do elipsóide de referência utilizado para a projeção do ponto em questão.

O ângulo da longitude é determinado pelas linhas que vão do Meridiano Principal e do meridiano no qual está o ponto a ser localizado, até o ponto onde elas se encontram, que é o centro da Terra.

O ângulo da latitude é determinado pelas linhas que vão do Equador e do paralelo no qual está o ponto a ser localizado, até o ponto onde elas se encontram, que é o centro da Terra.



As cartas utilizadas em arquitetura em engenharia geralmente apresentam coordenadas UTM:

Coordenadas UTM (E,N): é o nome dado aos valores de abscissa (E) e ordenada (N) de um ponto sobre a superfície da Terra, quando este é projetado sobre um cilindro tangente ao elipsóide de referência. O cilindro tangencia o Equador, assim dividido em 60 arcos de 6° ($60 \times 6 = 360^\circ$). Cada arco representa um fuso UTM e um sistema de coordenadas com origem no meridiano central ao fuso, que para o hemisfério sul, constitui-se dos valores de 500.000m para (E) e 10.000.000m para (N).

A figura a seguir mostra um fuso de 6°, o seu meridiano central e o *grid* de coordenadas UTM.

A origem do sistema UTM se encontra no centro do fuso.

Para o Hemisfério Norte as ordenadas variam de 0 a 10.000 km enquanto para o Hemisfério Sul variam de 10.000 a 0 km.

As abscissas variam de 500 a 100 km à Oeste do Meridiano Central e de 500 a 700 km a Leste do mesmo.

PROJEÇÕES CARTOGRÁFICAS

Para entender o que são projeções cartográficas, precisamos lembrar de que o nosso planeta tem a forma arredondada e que o mapa é desenhado sobre uma folha de papel, isto é, numa superfície plana. Por isso foram criadas as projeções cartográficas, que permitem representar uma realidade esférica numa superfície plana. A Terra é redonda, mas os papéis são planos. Representar em um desenho a superfície do planeta obriga, então, a prolongar aqui, apertar ali, cortar aquele lado. Resumindo: as deformações são inevitáveis.

As projeções cartográficas são, portanto, formas ou técnicas de representar a superfície terrestre em mapas. Essas técnicas ajudam os cartógrafos a amenizar o problema do arredondamento do planeta na elaboração de mapas.

Quando representamos uma área pequena, por exemplo, uma cidade, um bairro, uma fazenda, a projeção cartográfica não é tão importante, no entanto não podemos ignorá-las quando da representação de grandes áreas, como por exemplo, um estado ou um país.

Uma projeção cartográfica consiste num conjunto de linhas (paralelos e meridianos), que formam uma rede, sobre o qual são representados os elementos do mapa: terras, mares, rios, etc.

Todos os mapas e/ou cartas são representações aproximadas da superfície terrestre, uma vez, que a forma esférica da Terra é desenhada sobre uma superfície plana. A elaboração de um m consiste em um método pelo qual se faz corresponder a cada ponto da superfície terrestre, como sendo a um ponto no mapa. Para se obter esta correspondência utiliza-se os sistemas de projeções cartográficas. Os sistemas de projeções cartográficas são analisados pelo tipo de superfície adotada e pelo grau de deformação.

Representação Cartográfica

O problema básico da cartografia é representar a superfície da Terra sobre o plano. A figura utilizada para representar a Terra é o elipsóide de revolução ou a esfera. A escolha dependerá da escala que se deseja trabalhar.

Quando as regiões são pequenas pode-se assimilar tais superfícies, sem erro sensível, como sendo uma superfície plana. Neste caso, o problema cartográfico se reduz a um problema puramente geométrico de solução imediata. No caso mais comum, a região que se deseja representar é extensa e/ou devido à precisão, a curvatura da Terra tem que ser levada em consideração. Porém, o desenvolvimento de superfícies curvas no plano provoca deformações. É fácil verificar o que acontece com tal superfície, por exemplo: tente colocar uma bola de borracha, cortada ao meio, num plano. Isto não é possível sem antes esticar uma parte e encolher outra, ou seja sem que não introduza deformações.

As deformações mencionadas se refletem sobre os ângulos, comprimentos e áreas. Dependendo da finalidade do trabalho, certos sistemas de projeção se adequam melhor que outros.

O objetivo inicial da cartografia é expressar sobre um sistema de coordenadas planas, pontos discretos que tenham perfeita ligação com seu homólogo na superfície terrestre, de tal forma que o cálculo efetuado sobre o sistema plano mantenha perfeita correspondência quando transformado para a superfície original (Santos, 1985).

Classificação da Projeção Cartográfica

Um esquema de classificar a projeção cartográfica é dividi-la em classes e variedades, considerando ainda os fatores específicos: superfície de referência e de projeção, de acordo com os seguintes critérios.

Critério Extrínseco

Neste critério, as classes consideram as propriedades da superfície de projeção em relação à superfície de referência. Segundo Santos (1985), são divididas quanto a:

- a) **Natureza da superfície de projeção:** definida como sendo uma figura geométrica. Subdivide-se em três variedades, cada uma representando uma projeção básica: plano, cone, cilindro. Sendo o mais simples o plano, enquanto que o cone e o cilindro são figuras desenvolvíveis no plano.
- b) **Modo de coincidência ou contato entre as duas superfícies:** é subdividida em três variedades representando os três tipos de coincidência entre as superfícies, são elas: tangente – resultando um ponto ou linha de contato entre as superfícies, dependendo da projeção; Secante – podendo acontecer uma ou duas linhas de contato; polisuperfície – o ponto de contato é infinito, o emprego de polisuperfície fornece as projeções poliédricas (muitos planos), as projeções policilíndricas (muitos cilindros) e as policônicas (muitos cones).
- c) **Posição da superfície de projeção em relação à superfície de referência:** também subdivide-se em três variedades; normal – quando o eixo de simetria da superfície de projeção coincide com o eixo de rotação da superfície de referência; transversal – quando o eixo de simetria é perpendicular ao eixo de rotação e finalmente obliquas – quando o eixo de simetria encontra-se em qualquer posição que não seja as anteriores.

Projeção Plana ou Azimutal – o mapa é construído imaginando-o situado num plano tangente ou secante a um ponto na superfície da Terra. Ex. Projeção Esterográfica Polar.

Projeção Cônica – o mapa é construído imaginando-o desenhado num cone que envolve a esfera terrestre, que é em seguida desenrolado. As projeções cônicas podem ser também tangentes ou secantes. Nas projeções cônicas os meridianos são retas que convergem em um ponto e todos os paralelos, circunferências concêntricas a esse ponto. Ex. Projeção Cônica de Lambert.

Projeção Cilíndrica – o mapa é construído imaginando-o desenhado num cilindro tangente ou secante a superfície terrestre, que é depois desenrolado. Pode-se verificar que em todas as projeções cilíndricas, os meridianos bem como os paralelos são representados por retas perpendiculares. Ex. Projeção Mercator (UTM).

As figuras 11, 12 e 13, mostram as projeções planas, cônicas e cilíndricas:

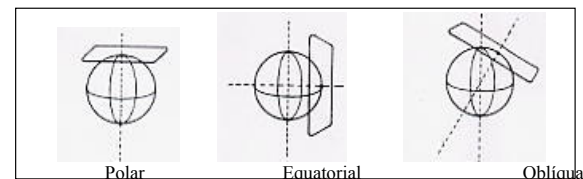


Figura 11: Projeções Planas

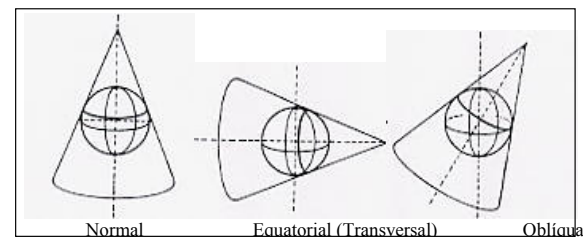


Figura 12: Projeções Cônicas

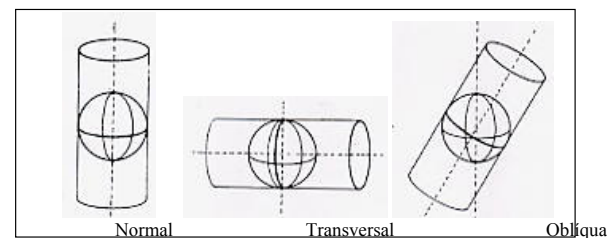


Figura 13: Projeções Cilíndricas

Critério Intrínseco

Neste critério, as classes levam em consideração as propriedades cartográficas e o modo de geração da projeção (Santos, 1985):

a) Propriedades cartográficas – São divididas em quatro variedades:

a.1) Conformidade ou ortomorfismo: conservação dos ângulos ou seja, conserva rigorosamente a forma das figuras infinitamente pequena.

a.2) Equivalência: significa que as áreas representadas são conservadas.

a.3) Equidistante: neste caso conserva-se a escala linear sobre uma linha ou um conjunto de linhas.

a.4) Afiláticas: não conservam ângulos, áreas ou comprimentos, porém tentam minimizar as deformações.

b) Modo de geração – leva em consideração o modo como foi gerada a projeção (representação). Está dividida em três variedades:

b.1) Geométrica: quando submetido as leis de geometria analítica.

b.2) Semi-Geométrica: Neste caso somente uma família de linhas obedecem às leis da geometria analítica.

b.3) Convencionais: não existe operação projetiva, a representação se faz mediante processos matemáticos.

A seguir apresentamos alguns tipos de projeções cartográficas mais usadas na elaboração de mapas:

Projeção de Mercator (conforme) – Também conhecida como Projeção cilíndrica de Mercator, procura-se traçar um mapa de toda superfície terrestre. Ela produz bem o tamanho e o formato das áreas situadas na zona intertropical, mas exagera na representação das áreas temperadas e polares. Para se ter uma idéia desses exageros, basta observarmos um mapa mundi, observe que a Groenlândia parece ter a mesma área que o Brasil, quando na verdade é cerca de quatro vezes menor.

Projeção de Peters – Essa projeção tem como objetivo fazer uma projeção oposta a de Mercator. Procura-se fazer um retrato mais ou menos fiel do tamanho das áreas, só que acaba muitas vezes distorcendo as formas. Na verdade, essa projeção não se preocupa com a forma, mas com a proporção, isto é o tamanho relativo de cada área, trata-se de uma projeção equivalente.

Projeção Plana ou Polar – Segundo esta projeção, as diversas partes da superfície terrestre estariam supostamente dispostas num plano, que está centrado num ponto qualquer do globo. Esta projeção tem a vantagem das áreas próximas do centro ficam muito bem representadas, bem detalhadas, mas as áreas distantes vão ficando cada vez mais distorcidas.

Projeção Policônica (afilática) – Apropriada para uso em países ou regiões de extensão predominantemente norte-sul e reduzida extensão leste-oeste. É amplamente utilizada nos EUA. No Brasil é utilizada em mapas de séries Brasil, regionais, estaduais e temáticos. Não é conforme nem equivalente, só tem essas características próximas ao meridiano central. Apresenta pequena deformação próxima ao centro do sistema, mas aumenta rapidamente para a periferia.

Projeção Cônica Conforme de Lambert – A existência de duas linhas de contato com a superfície nos fornece uma área maior com baixo nível de deformação. Isto se faz com que esta projeção seja bastante útil para regiões que se estendam na direção leste-oeste, porém pode ser utilizada em quaisquer latitudes. A partir de 1962, foi adotada para a Carta Internacional do Mundo ao Milionésimo.

Contudo, existem inúmeras projeções e nenhuma é melhor ou pior que as outras. A escolha depende da finalidade do mapa: viajar, comparar áreas, navegar, etc. Na tabela a seguir, serão mostrados as características principais de algumas das cartográficas mais importantes:

Tabela 06: Sistemas de Projeção

Projeção	Classificação	Aplicações	Características
Albers	Cônica Equivalente	Mapeamentos Temáticos, Mapeamentos de Áreas com extensão predominantemente leste-oeste.	Preserva áreas. Substitui com vantagens todas as outras cônicas equivalentes.
Bipolar Obliqua	Cônica Conforme	Indicada para base cartográfica confiável dos continentes americanos.	Preserva ângulos. Usa dois cones oblíquos.
Cilíndrica Equidistante	Cilíndrica Equidistante	Mapas Mundi. Mapas em escala pequena. Trabalhos computacionais.	Altera área e ângulos
Gauss-Krüger	Cilíndrica Conforme	Cartas Topográficas Antigas	Altera área (porém as distorções não ultrapassam 0,5%)
Estereográfica Polar	Azimutal Conforme	Mapeamento das Regiões Polares	Preserva ângulos. Tem distorções de escala.
Lambert	Cônica Conforme	Mapas Temáticos. Mapas políticos. Cartas militares. Cartas Aeronáuticas	Preserva ângulos
Lambert Million	Cônica Conforme	Cartas ao Milionésimo	Preserva ângulos
Mercator	Cilíndrica Conforme	Cartas Náuticas. Mapas Geológicos. Mapas magnéticos. Mapas Mundi	Preserva ângulos
Miiler	Cilíndrica	Mapas Mundi. Mapas em escalas pequenas.	Altera área e ângulos.

Policônica	Cônica	Mapeamento Temático em escalas pequenas	Altera área e ângulos.
UTM	Cilíndrica Conforme	Mapeamento básico em escalas médias e grandes. Cartas topográficas	Preserva ângulos. Altera áreas (porém as distorções não ultrapassam 0,5%)

Projeções utilizadas no Brasil

Historicamente, no Brasil, a Diretoria de Serviço Geográfico (DSG) foi a grande responsável pela cartografia sistemática nacional. Em 1900, adotou a projeção poliédrica, no qual pequenos quadriláteros esféricos são projetados sobre um plano tangente com contornos idênticos, para as folhas da carta topográficas em escala 1:100.000, na dimensão de 30' x 30'.

Em 1932, a DSG adotou a projeção de conforme de Gauss (cilíndrica transversal), com fusos de 3° de abrangência. Nesta projeção foram confeccionadas cartas topográficas na escala 1:50.000, na dimensão de 10' x 10'.

A DSG, em 1943, ampliou o tamanho do fuso, passando de projeção conforme de Gauss de 3° para 6° de amplitude, e introduzindo o cilindro secante ao invés de tangente, com novo formato para as folhas topográficas, com as dimensões 15' x 15', mantendo a escala de 1:50.000.

Em 1951, a União Internacional de Geodésia e Geofísica (UGGI), numa tentativa de padronização mundial recomendou a projeção UTM (Universal Transversa de Mercator), e em 1955, a DSG adotou-a.

Atualmente, as Normas Cartográficas Brasileiras da Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) prescrevem o Sistema UTM para cartas gerais nas escalas compreendidas entre 1:250.000 e 1:25.000, da cartografia sistemática terrestre. Escalas maiores que 1:25.000, da cartografia sistemática terrestre, ainda não estão normatizadas, exceto cartas em escalas grandes de cartografia aeronáutica; que usam o sistema LTM (Local Transversa de Mercator) (Rocha,1995).

A norma para execução de levantamento topográfico NBR 13133/1994, da ABNT, descreve as características do sistema de projeção topográfico (sistema topográfico local) utilizado nos levantamentos topográficos.

SISTEMA DE PROJEÇÃO UTM

O sistema de projeção UTM foi criado pelo belga Gerard Kremer, a partir de modificações efetuadas na Projeção Conforme de Gauss, o seu uso é limitado entre os paralelos $\pm 80^\circ$ (cunha,1994).

A superfície de projeção é formada por 60 cilindros transversos e secantes à superfície de referência (figura 14), compostos por fusos de 6° de amplitudes, compreendido entre as longitudes múltiplas de 6°, e meridianos centrais múltiplos ímpares de 3°.

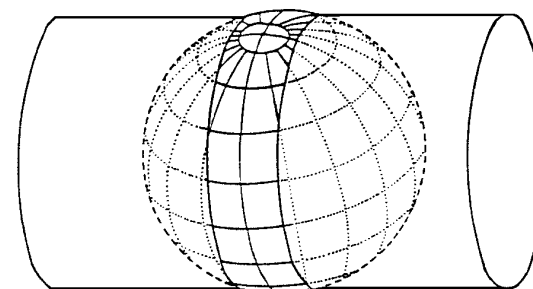


Figura 14: Cilindro transversal e secante

A secância traz vantagens em relação a tangência porque surgem duas linhas paralelas ao meridiano central que fornecem distâncias em verdadeira grandeza ($k=1$), pois são linhas comuns ao cilindro e ao esferóide (linhas AB e CD). Na região interna a essas duas linhas, a projeção sobre a superfície do cilindro é reduzida ($k<1$) (linha RQ) e, exteriormente, até os limites do fuso, a projeção é ampliada ($k>1$) (linhas SS') (Figura 15).

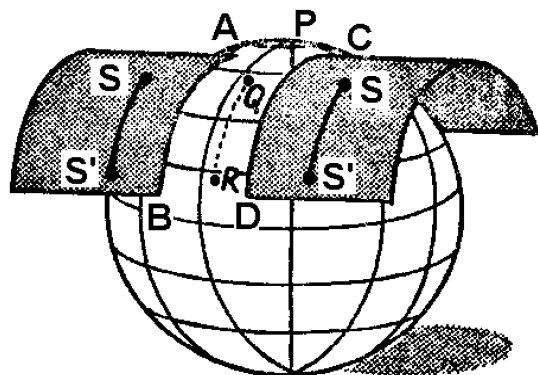
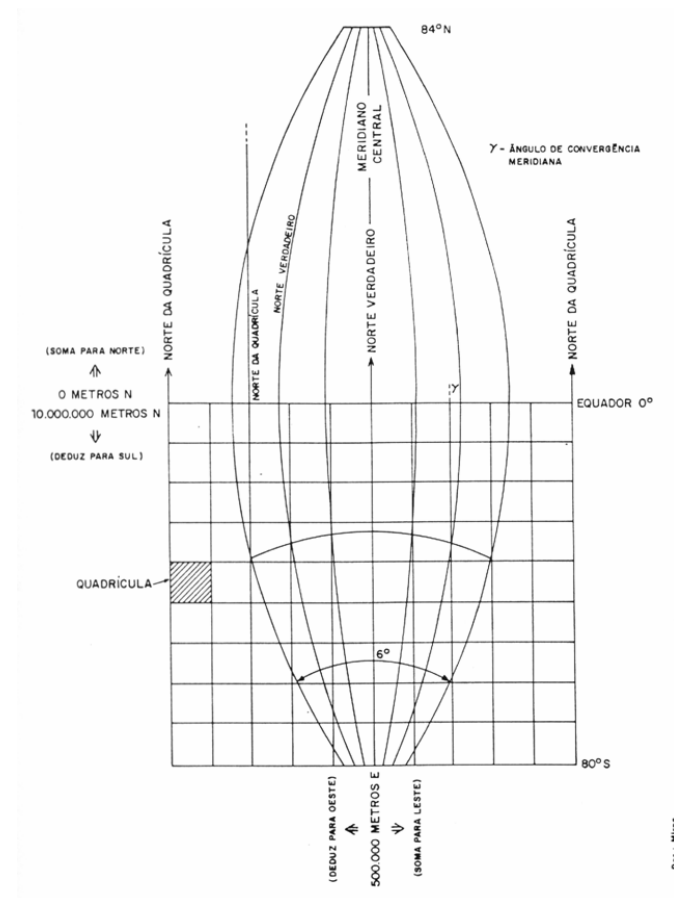
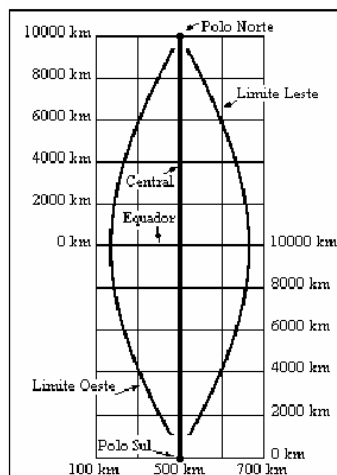


Figura 15: Cilindro secante: representação gráfica

O desdobramento dos cilindros resulta num plano, conhecido como plano UTM, que representa as regiões ou os pontos do elipsóide terrestre contido no respectivo fuso, segundo um sistema de coordenadas plano retangulares.



Os eixos de cada sistema plano retangular parcial são as transformadas do Equador e do Meridiano Central, a intersecção de ambos definem a origem do sistema de coordenadas UTM. As coordenadas UTM (N,E) da origem do sistema são dada por:

N = 0	hemisfério norte;
N = 10.000.000 m	hemisfério sul;
E = 500.000 m	hemisfério norte e sul.

O sistema UTM é conforme, logo não há deformações angulares, porém as distâncias e áreas apresentam deformações. A deformação linear depende da posição dos pontos dentro do fuso UTM, e é dada pelo coeficiente de deformação linear ou fator de escala (k). O fator de escala no meridiano central é igual a $k_0 = 0,9996$, nas linhas de secância é igual a unidade, pois a mesma se projetam em verdadeira grandeza, por imposição do método.

Entre as linhas de secância apresenta-se uma zona de redução, onde as distâncias projetadas no plano são menores do que as distâncias reais do elipsóide, tendo, portanto um fator de escala menor que a unidade, ou seja, $k < 1$. Entre as linhas de secância e as bordas do fuso, apresenta-se as zonas de ampliações nas quais o fator de escala excede a unidade, ou seja $k > 1$, conforme se vê na figura 16:

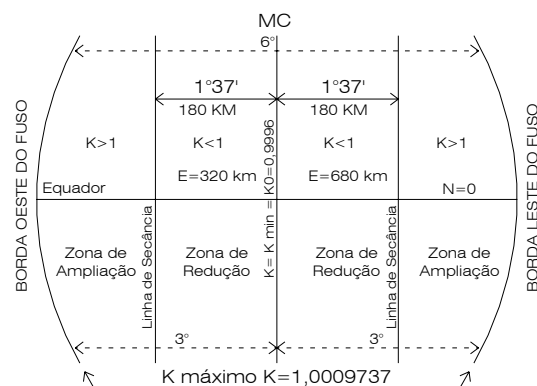


Figura 16: Sistema de coordenadas e zonas de redução e ampliação

Os sistemas parciais que abrangem o território brasileiro estão compreendidos entre os fusos 18 e 25 (figura 17), contados a partir do antimeridiano de Greenwich, para leste de 6 em 6 graus, segundo o critério adotado pela Carta Internacional ao Milionésimo.

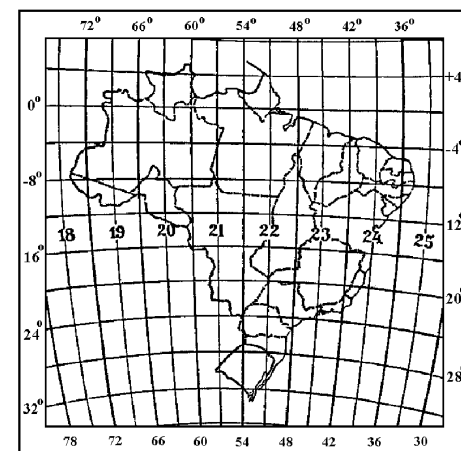


Figura 17: Fusos UTM no Brasil

Este sistema pode ser utilizado para qualquer região da Terra, menos as feitas nas calotas polares; é este o significado da palavra universal.

Em resumo, é um sistema de representação plana do elipsóide terrestre que adota a projeção conforme de GAUSS, disciplinada por um conjunto de especificações, nos quais podemos destacar:

- 1) Adota a projeção conforme (Mercator) transversa de GAUSS;
- 2) Fusos de 6° de amplitude, em número de 60 (sessenta), a partir do antimeridiano de Greenwich, em coincidência com fusos da Carta do Mundo na escala de 1:1. 000.000;

Como exemplo, menciona-se que o meridiano central do fuso a que pertence o município de São Paulo – SP tem longitude igual a -45°. Assim, todos os pontos da superfície terrestre com longitudes compreendidas entre -42° e -48° utilizam este mesmo meridiano central como referência.

- 3) Com o objetivo de reduzir as deformações, é introduzido nos cálculos o fator de redução de escala, dado pela relação:

$$k = 1 - 1/2500 = 0,9996;$$

- 4) O sistema é limitado para pontos situados entre $\pm 80^\circ$ de latitude; esta especificação visa evitar deformações exageradas na representação de pontos próximos dos pólos;

- 5) O sistema apresenta dois eixos cartesianos ortogonais: o eixo das ordenadas é representado pela transformada do meridiano central do fuso e o eixo das abscissas pela transformada do equador;
- 6) As coordenadas neste sistema são representadas pelas letras N,E: latitude e longitude, respectivamente;
- 7) Para pontos do hemisfério sul, deve-se somar 10.000.000 de metros às ordenadas; para pontos a leste do meridiano central deve-se somar 500.000 metros; e para pontos a oeste do meridiano central, deve-se subtrair o valor calculado de 500.000 metros, para as abscissas. Esta especificação objetiva obter-se sempre coordenadas UTM positivas, evitando-se os inconvenientes de números negativos.

Transformação de Coordenadas

Transformação de Coordenadas Geográficas em UTM

A transformação de coordenadas geográficas em UTM é feita seguindo as seqüências de transformações:

Transformação de coordenadas Geográficas (φ, λ) em TM (X, Y):

As coordenadas geográficas de um ponto geodésico são transformadas em coordenadas Transversa de Mercator (TM), pela aplicação das fórmulas (Blachut et al., 1980):

X - B = (a2Δλ² + a4Δλ⁴ + a6Δλ⁶ + ...)
Y = (a1Δλ + a3Δλ³ + a5Δλ⁵ + ...)

onde:

B = A0 c φ - A1 c senφ cosφ (1 + A2 sen²φ + A4 sen⁴φ + A6 sen⁶φ + A8 sen⁸φ)

c = a² / b

A0 = 1 - 3/4 e² { 1 - 15/16 e² [1 - 35/36 e² (1 - 63/64 e² (1 - 99/100 e²))] } }

A1 = 3/4 e² { 1 - 25/16 e² [1 - 77/60 e² (1 - 837/704 e² (1 - 2123/1860 e²))] } }

A2 = 5/8 e² [1 - 139/144 e² (1 - 1087/1112 e² (1 - 513427/521760 e²))]

A4 = 35/72 e⁴ (1 - 125/164 e² (1 - 221069/150000 e²))

A6 = 105/256 e⁶ (1 - 1179/400 e²)

A8 = 231/640 e⁸

B	=>comprimento do arco de meridiano do equador até a latitude φ
E² = (a² - b²) / b²	=> e - segunda excentricidade
A	=> semi-eixo maior do elipsóide
B	=> semi-eixo menor do elipsóide
Φ	=> latitude do ponto (no primeiro termo da equação deve ser transformado para radianos).
Δλ = λ - λ0	=> λ0 - longitude do MC e λ - longitude do ponto
A1, ..., a6	=> coeficientes
A0, A1, A2, A4, A6, A8	=> coeficientes

$$a_1 = P = N \cos \varphi = c \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

$$a_2 = \frac{1}{2} a_1 \sin \varphi$$

$$a_3 = \frac{1}{6} a_1 (-1 + 2 \cos^2 \varphi + e^2 \cos^4 \varphi)$$

$$a_4 = \frac{1}{12} a_2 (-1 + 6 \cos^2 \varphi + 9e^2 \cos^4 \varphi + 4e^4 \cos^6 \varphi)$$

$$a_5 = \frac{1}{120} a_1 (1 - 20 \cos^2 \varphi + (24 - 58e^2) \cos^4 \varphi + 72e^2 \cos^6 \varphi + \dots)$$

$$a_6 = \frac{1}{360} a_2 (1 - 60 \cos^2 \varphi + 120 \cos^4 \varphi + \dots)$$

Para o elipsóide de referência UGGI 1967, os parâmetros são:

$$a = 63780160,00 \text{ m}$$

$$b = 6356774,5161 \text{ m}$$

$$e^2 = 0,00673972512832$$

E os coeficientes:

$$A_0 = 0,994976985$$

$$A_1 = 0,005001972$$

$$A_2 = 0,004185064$$

$$A_4 = 0,00002179287$$

$$A_6 = 0,0000001230692$$

$$A_8 = 0,0000000007447048$$

Transformação das coordenadas TM (X,Y) em UTM (N, E)

As coordenadas TM são transformadas em UTM, conforme o hemisfério, através das expressões:

Hemisfério Norte:

$$N = 0,9996 X$$

$$E = 500000 + 0,9996 Y$$

Hemisfério Sul:

$$N = 10.000.000 + 0,9996 X$$

$$E = 500.000 + 0,9996 Y$$

Transformação de Coordenadas UTM em Geográficas

A transformação de coordenadas UTM em geográficas é feita seguindo as seguintes seqüências de transformações:

Transformação das coordenadas UTM (N,E) em TM (X, Y):

As coordenadas UTM são transformadas em coordenadas TM, conforme o hemisfério, através das expressões:

Hemisfério Norte:

$$X = N / 0,9996$$

$$Y = (E - 500.000) / 0,9996$$

Hemisfério Sul:

$$X = (N - 10.000.000) / 0,9996$$

$$Y = (E - 500.000) / 0,9996$$

Transformação das coordenadas TM (X,Y) para Geográficas (φ, λ):

As coordenadas TM são transformadas em geográficas pela aplicação das fórmulas:

$$\begin{aligned}\varphi &= \varphi_1 + b_2 y^2 + b_4 y^4 + b_6 y^6 + \dots \\ \lambda &= \lambda_0 + b_1 y + b_3 y^3 + b_5 y^5 + \dots\end{aligned}$$

onde:

Λ_0	=> longitude do meridiano central
Φ_1	=> latitude correspondente ao ponto do meridiano central cuja longitude retificadas desde o equador $B = X$, ambos os valores medidos em radianos.
$B_1, \dots, b_6$	=> coeficientes

$$b_1 = c^{-1} \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$b_2 = -\frac{1}{2} b_1^2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_1 (1 + e^2 \cos^2 \varphi_1)$$

$$b_3 = -\frac{1}{6} b_1^3 (2 - \cos^2 \varphi_1 + e^2 \cos^4 \varphi_1)$$

$$b_4 = -\frac{1}{12} b_1^2 b_2 [3 + (2 - 9e^2) \cos^2 \varphi_1 + 10 e^2 \cos^4 \varphi_1 - 4 e^4 \cos^6 \varphi_1]$$

$$b_5 = \frac{1}{120} b_1^5 [24 - 20 \cos^2 \varphi_1 + (1 + 8 e^2) \cos^4 \varphi_1 - 2 e^2 \cos^6 \varphi_1 + \dots]$$

$$b_6 = \frac{1}{360} b_1^4 b_2 [45 + 16 \cos^4 \varphi_1 + \dots]$$

O cálculo de φ_1 , que corresponde a um dado comprimento meridiano, é baseado em aproximações sucessivas $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \dots, \varphi_n$, onde:

$$\varphi_1 = \frac{X}{A_0 c}$$

Como B_1 calculado com a expressão fornecida para B no item 1.5.1.1, faz:

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \frac{X - B_1}{A_0 c}$$

E assim sucessivamente, até que:

$$\varphi_1 = \varphi_n, \text{ onde } B_n = X$$

EXEMPLO:

CÁLCULOS GEODÉSICOS

Dados do Trabalho

Coordenadas do Ponto

Latitude (φ): 20° 49' 58,2" S

Longitude (λ): 49° 22' 03,4" W

Referenciado ao South American Datum 1969 (SAD 69), Elipsóide Internacional de 1967 (UGGI-67)

1) Transformar em UTM

Parâmetros para o Elipsóide de Referência UGGI 1967:

$a = 6.378.160,000\text{m}$

$b = 6.356.774,5161\text{m}$

$e^2 = 0,00673972512832$

Coeficientes

$A_0 = 0,994976985$

$A_1 = 0,005001972$

$A_2 = 0,004185064$

$A_4 = 0,00002179287$

$A_6 = 0,0000001230692$

$A_8 = 0,0000000007447048$

Cálculo do C

$$C = \frac{a^2}{b} \quad C = \frac{6.378.160^2}{6.356.774,5161} \quad C = \frac{40.680.924.985.600,000}{6.356.774,5161} = 6.399.617,42902$$

Cálculo de B

$$B = A_0 C \varphi - A_1 C \sin \varphi \cos \varphi (1 + A_2 \sin^2 \varphi + A_4 \sin^4 \varphi + A_6 \sin^6 \varphi + A_8 \sin^8 \varphi)$$

Transformação da Latitude de graus decimais para radianos
Primeiro, transforma Graus Minutos Segundos para Graus decimais
-20° 49' 58,2"

58,2" equivale a 0,97 minutos
49,97 minutos equivale a 0,832833 graus
Portanto, -20° 49' 58,2" equivale a -20,832833°

Converter graus decimais para radianos:
Rad = (Graus decimais * π)/180 = -0,36360153419

$$B = A_0 C \varphi - A_1 C \sin \varphi \cos \varphi (1 + A_2 \sin^2 \varphi + A_4 \sin^4 \varphi + A_6 \sin^6 \varphi + A_8 \sin^8 \varphi)$$

$$B = 0,994976985 \times 6399617,42902 \times (-0,36360153419) - 0,005001972 \times 6399617,42902 \times \sin -20,832833 \times \cos -20,832833 \times (1 + 0,041 \sin^2 -20,83 + 0,000021 \sin^4 -20,83 + 0,000000123 \sin^6 -20,83 + 0,000000000 \sin^8 -20,83) =$$

$$B = -2.307.805,14065$$

$$\begin{aligned} x &= B + a_2 L^2 + A_4 L^4 + A_6 L^6 \dots \\ y &= a_1 L + A_3 L^3 \dots \end{aligned}$$

$L = \lambda - \lambda_0$
Onde
 λ é a Longitude do ponto
 λ_0 é a Longitude do Meridiano Central

Cálculo de L (em radianos)

$$\begin{aligned} L &= \lambda - \lambda_0 \\ L &= -49^\circ 22' 03,4'' - (-51^\circ) = 1^\circ 37' 56,6'' \\ L &= 0,02849056078 \text{ rad} \end{aligned}$$

Cálculo dos coeficientes a1, a2, ..., a6

$$a_1 = P = N \cos \varphi = c \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

$$a_2 = \frac{1}{2} a_1 \sin \varphi$$

$$a_3 = \frac{1}{6} a_1 (-1 + 2 \cos^2 \varphi + e^2 \cos^4 \varphi)$$

$$a_4 = \frac{1}{12} a_2 (-1 + 6 \cos^2 \varphi + 9e^2 \cos^4 \varphi + 4e^4 \cos^6 \varphi)$$

$$a_5 = \frac{1}{120} a_1 (1 - 20 \cos^2 \varphi + (24 - 58e^2) \cos^4 \varphi + 72e^2 \cos^6 \varphi + \dots)$$

$$a_6 = \frac{1}{360} a_2 (1 - 60 \cos^2 \varphi + 120 \cos^4 \varphi + \dots)$$

$$a1 = C \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e^2 \right]^{-\frac{1}{2}}$$

$$C = \frac{a^2}{b} \quad e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2} \quad e'^2 = \frac{a^2 - b^2}{b^2}$$

Cálculo do e²

$$e^2 = \frac{6.378.160^2 - 6.356.774,5161^2}{6.378.160^2} = 0,00669460533$$

Cálculo do e'²

$$e'^2 = \frac{6.378.160^2 - 6.356.774,5161^2}{6.356.774,719^2} = 0,00673972513 \text{ (segunda excentricidade)}$$

Cálculo do a1

$$a1 = C \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e'^2 \right]^{-1/2} =$$

$$6.399.617,42902 \left[\left(\frac{1}{\cos -20^\circ 49'58,2''} \right)^2 + 0,00673972513 \right]^{-1/2} = 5.963.694,23847$$

Cálculo do a2

$$a2 = \frac{1}{2} \times a1 \times \operatorname{sen} \varphi = 0,5 \times 5.963.694,23847 \times \operatorname{sen} -20^\circ 49'58,2'' = -1.060.471,87932$$

$$a2 = -1.060.471,87932$$

Cálculo do a3

$$a3 = \frac{1}{6} a1 (-1 + 2 \cos^2 \varphi + e'^2 \cos^4 \varphi) = 747.627,908203$$

Cálculo do a4

$$a4 = \frac{1}{12} a2 (-1 + 6 \cos^2 \varphi + 9e'^2 \cos^4 \varphi + 4e'^4 \cos^6 \varphi)$$

$$a4 = -380.476,32711$$

Cálculo do a5

$$a5 = \frac{1}{120} a1 (1 - 20 \cos^2 \varphi + (24 - 58e'^2) \cos^4 \varphi + 72e'^2 \cos^6 \varphi + \dots)$$

$$a5 = 49.697,4519872(1 - 17,47036674 + 18,014549644 + 0,32343778901) = 992665,299938$$

Cálculo do a6

$$a6 = \frac{1}{360} a2 (1 - 60 \cos^2 \varphi + 120 \cos^4 \varphi + \dots)$$

$$a6 = -118.280,950571$$

Cálculo de x e y (Coordenadas TM)

$$x = B + a_2 L^2 + a_4 L^4 + a_6 L^6$$

$$x = -2.307.805,14065 + [(-1.211.170,8954) \times (0,02849056078)^2] + [(-380.476,32711) \times (0,02849056078)^4] + [(-118.280,950571) \times (0,02849056078)^6]$$

$$x = -2.308.788,51345$$

$$y = a_1 L + a_3 L^3 + a_5 L^5$$

$$y = (6.867.404,52313 \times 0,02849056078) + [747.627,908203 \times (0,02849056078)^3] + [992665,299938 \times (0,02849056078)^5]$$

$$y = 169.926,301549$$

Cálculo das Coordenadas UTM

Para o hemisfério Sul

$$N = 10.000.000,00 + 0,9996x$$

$$N = 10.000.000 + 0,9996 \times (-2.308.788,51345) = 7.692.135,00196m$$

$$E = 500.000 + 0,9996y$$

$$E = 500.000 + 0,9996 \times 169.926,301549 = 669858,331028m$$

2) Calcular as coordenadas cartesianas do ponto 1, sabendo:

Coordenadas do Ponto

Latitude (ϕ_1): 20° 49' 58,2" S

Longitude (λ_1): 49° 22' 03,4" W

h1 = 540m

Parâmetros SAD 69:

UGGI – 67

$$a = 6.378.160,00$$

$$b = 6.356.774,5161$$

$$X = (N + h) \times \cos \phi \times \cos \lambda$$

$$Y = (N + h) \times \cos \phi \times \sin \lambda$$

$$Z = [N(1 - e^2) + h] \times \sin \phi$$

Cálculo do N

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \phi}}$$

$$e^2 = 1 - (b^2/a^2) = 0,00669460533$$

$$N = \frac{6.378.160}{\sqrt{1 - 0,00669460533 \times \sin^2 20^\circ 49' 58,2''}} = \frac{6.378.160}{\sqrt{0,99915325519}} = 6.380.862,05304$$

$$X = (N + h) \times \cos \phi \times \cos \lambda$$

$$X = (6.380.862,05304 + 540) \times \cos -20^\circ 49' 58,2'' \times \cos -49^\circ 22' 03,4''$$

$$X = \mathbf{3.883.906,17005}$$

$$Y = (N + h) \times \cos \phi \times \sin \lambda$$

$$Y = (6.380.862,05304 + 540) \times \cos -20^\circ 49' 58,2'' \times \sin -49^\circ 22' 03,4''$$

$$Y = \mathbf{-4.526.250,30141}$$

$$Z = [N(1 - e^2) + h] \times \sin \phi$$

$$Z = [6.380.862,05304 (1 - 0,00669454192) + 540] \times \sin -20^\circ 49' 58,2''$$

$$Z = \mathbf{-2.254.306,34348}$$

3) Calcular as coordenadas Geodésicas a partir das Coordenadas cartesianas obtidas no cálculo anterior.

$$X = \mathbf{3.883.906,17005}$$

$$Y = \mathbf{-4.526.250,30141}$$

$$Z = \mathbf{-2.254.306,34348}$$

Parâmetros SAD 69:

UGGI – 67

$$a = 6.378.160,00$$

$$b = 6.356.774,5161$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{Z + e^2 * b * \sin^3 u}{\sqrt{X^2 + Y^2} - e^2 * a * \cos^3 u} \right)$$

$$\lambda = \arctan \left(\frac{Y}{X} \right)$$

$$h = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\cos \phi} - N$$

Cálculo de e^2

$$e^2 = 1 - \left(\frac{b^2}{a^2} \right) = 1 - \frac{6356777,5161^2}{6378160^2} = 0,006694560533$$

Cálculo de e'^2

$$e'^2 = \left(\frac{a^2}{b^2} \right) - 1 = \frac{6378160^2}{6356777,5161^2} - 1 = 0,00673972513m$$

Cálculo de Φ

$$\phi = \arctan \left(\frac{Z + e'^2 * b * \sin^3 u}{\sqrt{X^2 + Y^2} - e^2 * a * \cos^3 u} \right)$$

onde:

$$\sin u = \frac{\tan u}{\sqrt{1 + \tan^2 u}}; \quad \cos u = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 u}}; \quad \tan u = \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} * \frac{a}{b}$$

Cálculo de u

$$\tan u = \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} * \frac{a}{b}$$

$$\tan u = \frac{-2.254.306,34348}{\sqrt{3.883.906,17005^2 + (-4.526.250,30141^2)}} * \frac{6.378.160}{6.356.774,5161}$$

$$\tan u = \frac{-2.255.069,35861}{\sqrt{1,5084727 \times 10^{13} + 2,04869418 \times 10^{13}}} * 1,00336420363 =$$

$$\tan u = -0,37924460836$$

$$u = \arctan -0,37921216021$$

$$u = -20^{\circ} 46' 08,262939''$$

$$\text{sen } u = \frac{\tan u}{\sqrt{1 + \tan^2 u}}$$

Cálculo de Φ (continuação...)

X = 3.883.906,17005

Y = -4.526.250,30141

Z = -2.254.306,34348

$$\phi = \arctan \left(\frac{Z + e'^2 * b * \text{sen}^3 u}{\sqrt{X^2 + Y^2 - e^2 * a * \cos^3 u}} \right)$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{-2.254.306,34348 + 0,00673972513 * 6.356.774,5161 * \text{sen}^3 - 20^{\circ} 46' 08,262939''}{\sqrt{3.883.906,17005^2 + (-4.526.250,30141)^2 - 0,00669456 * 6.378.160 * \cos^3 - 20^{\circ} 46' 08,262939''}} \right)$$

$$\phi = \arctan \left(\frac{-2.256.216,62345}{5.929.294,53472} \right)$$

$$\phi = \arctan(-0,38052024743)$$

$\Phi = -20^{\circ} 49' 58,2''$

Cálculos de λ

X = 3.883.906,17005

Y = -4.526.250,30141

$$\lambda = \arctan \left(\frac{Y}{X} \right)$$

$$\lambda = \arctan \left(\frac{-4.526.250,30141}{3.883.906,17005} \right)$$

$\lambda = -49^{\circ} 22' 03,29''$

Cálculo de N

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \text{sen}^2 \phi}} = 6.380.862,05304 \text{m}$$

Cálculo de h

$$h = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\cos \phi} - N = \frac{\sqrt{3.883.906,17005^2 + (-4.526.250,30141)^2}}{\cos -20^{\circ} 49' 48,2''} - 6.380.865,61034 = 422,28467 \text{m}$$

4) Dadas as coordenadas geodésicas do exercício 2, transformá-las em coordenadas geodésicas no sistema Córrego Alegre, sabendo que:

a=6.378.388

b=6.356.912

Coordenadas no sistema SAD 69

Latitude (ϕ): $20^{\circ} 49' 58,2''$ S

Longitude (λ): $49^{\circ} 22' 03,4''$ W

Coordenadas ϕ e λ convertidas para TM, calculada no exercício 1

x = -2.308.788,51345

y = 169.926,301549

Coordenadas ϕ e λ convertidas para UTM, calculada no exercício 1

N = 7.692.135,00196m

E = 669.858,331028m

Primeiro passo: Transformação de coordenadas UTM SAD 69 para coordenadas UTM Córrego Alegre.

DX = 138,00

DY = -164,4

Aplicando DX e DY, temos:

E_{Corrego Alegre} = 669.858,331028m + DX = 669.858,331028 + 138 = 669.996,331028m

N_{Corrego Alegre} = 7.692.135,00196 + DY = 7.692.135,00196 - 164,4 = 7.691.970,60196m

Segundo passo: Transformar **E**Corrego Alegre e **N**Corrego Alegre **em Coordenadas Geográficas**

$$\varphi = \varphi_1 + b_2 y^2 + b_4 y^4 + b_6 y^6 + \dots$$

$$\lambda = \lambda_0 + b_1 y + b_3 y^3 + b_5 y^5 + \dots$$

onde:

Λ_0	=> longitude do meridiano central
Φ_1	=> latitude correspondente ao ponto do meridiano central cuja longitude retificadas desde o equador B = X, ambos os valores medidos em radianos.
$B_1, \dots, b_6$	=> coeficientes

Transformação de UTM para TM:

$$X = (N - 10.000.000) / 0,9996$$

$$X = (7.691.970,60196 - 10.000.000) / 0,9996$$

$$\mathbf{X = -2.308.952,97923}$$

$$Y = (E - 500.000) / 0,9996$$

$$Y = (669.858,331028 - 500.000) / 0,9996$$

$$\mathbf{Y = 169.926,301549}$$

Parâmetros do Córrego Alegre, Elipsóide Internacional de Hayford

$$a = 6.378.388,00$$

$$b = 6.356.911,97613$$

$$f = 1/297$$

$$e^2 = 0,006722670$$

$$e'^2 = 0,006768170$$

$$C = \frac{a^2}{b} = 6.378.388,00^2 / 6.356.911,97613 = 6.399.936,5779m$$

Cálculo dos parâmetros para Hayford (exercício)

$$A_0 = 1 - \frac{3}{4} e^2 \left\{ 1 - \frac{15}{16} e^2 \left[1 - \frac{35}{36} e^2 \left(1 - \frac{63}{64} e^2 \left(1 - \frac{99}{100} e^2 \right) \right) \right] \right\} = 0,994955871$$

$$A_1 = \frac{3}{4} e^2 \left\{ 1 - \frac{25}{16} e^2 \left[1 - \frac{77}{60} e^2 \left(1 - \frac{837}{704} e^2 \left(1 - \frac{2123}{1860} e^2 \right) \right) \right] \right\} = 0,005022909$$

$$A_2 = \frac{5}{8} e^2 \left[1 - \frac{139}{144} e^2 \left(1 - \frac{1087}{1112} e^2 \left(1 - \frac{513427}{521760} e^2 \right) \right) \right] = 0,004202652$$

$$A_4 = \frac{35}{72} e^4 \left(1 - \frac{125}{164} e^2 \left(1 - \frac{221069}{150000} e^2 \right) \right) = 0,0000219764$$

$$A_6 = \frac{105}{256} e^6 \left(1 - \frac{1179}{400} e^2 \right) = 0,0000001256$$

$$A_8 = \frac{231}{640} e^8 = 0,00000000008$$

$$\varphi_1 = \frac{X}{A_0 c} = -2.308.952,97923 / (0,994955871 \times 6.399.936,5779) = -0,36266511223rad$$

$$\mathbf{\varphi_1 = -20^{\circ}46'32,961988''}$$

$$b_1 = c^{-1} \left[\left(\frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + e^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 0,00000016761$$

$$b_2 = -\frac{1}{2} b_1^2 \sin \varphi_1 \cos \varphi_1 (1 + e^2 \cos^2 \varphi_1) = 4,6861787 \times 10^{-15}$$

$$b_3 = -\frac{1}{6} b_1^3 (2 - \cos^2 \varphi_1 + e^2 \cos^4 \varphi_1) = -7,84 \times 10^{-22} \times 1,1309909 = -8,8761739 \times 10^{-22}$$

$$b_4 = -\frac{1}{12} b_1^2 b_2 [3 + (2 - 9e^2) \cos^2 \varphi_1 + 10 e^2 \cos^4 \varphi_1 - 4 e^4 \cos^6 \varphi_1] = 5,207632 \times 10^{-29}$$

$$b_5 = \frac{1}{120} b_1^3 [24 - 20 \cos^2 \varphi_1 + (1 + 8 e^2) \cos^4 \varphi_1 - 2 e^2 \cos^6 \varphi_1 + \dots] = 8,06188 \times 10^{-36}$$

$$b_6 = \frac{1}{360} b_1^4 b_2 [45 + 16 \cos^4 \varphi_1 + \dots] = 5,87946 \times 10^{-43}$$

$$e^2 = 0,006722670$$

$$e'^2 = 0,006768170$$

Cálculo de φ e λ

$$\varphi = \varphi_1 + b_2 y^2 + b_4 y^4 + b_6 y^6 + \dots$$

$$\lambda = \lambda_0 + b_1 y + b_3 y^3 + b_5 y^5 + \dots$$

$$\varphi = \varphi_1 + b_2 y^2 + b_4 y^4 + b_6 y^6 + \dots$$

$$\varphi = -20^\circ 46' 32,961988'' + 4,6861787 \times 10^{-15} \times 169.926,301549^2 + 5,207632 \times 10^{-29} \times 169.926,301549^4 + 5,87946 \times 10^{-43} \times 169.926,301549^6 = -0,36247124246 \text{ rad}$$

$$\varphi = -20^\circ 46' 05,0606''$$

$$\lambda = \lambda_0 + b_1 y + b_3 y^3 + b_5 y^5 + \dots$$

$$\lambda = 51 + 0,00000016761 \times 169.926,301549 + -8,8761739 \times 10^{-22} \times 169.926,301549^3 + 8,06188 \times 10^{-36} \times 169.926,301549^5 = 0,91859525208 \text{ rad}$$

$$\lambda = 52^\circ 37' 53,8716''$$

5) Cálculo da convergência meridiana

$$\varphi: 20^\circ 49' 58,2'' \text{ S}$$

$$\lambda: 49^\circ 22' 03,4'' \text{ W}$$

$$\lambda_0: 51 \text{ W}$$

$$CM = \text{sen} \varphi (\lambda - \lambda_0)$$

$$CM = \text{sen} -20^\circ 49' 58,2'' (-49^\circ 22' 03,4'' - (-51))$$

$$CM = -0,35564260571 (1,6323888889)$$

$$CM = -0^\circ 34' 49,96''$$

6) Cálculo da declinação magnética

$$\varphi: 20^\circ 49' 58,2'' \text{ S}$$

$$\lambda: 49^\circ 22' 03,4'' \text{ W}$$

$$\lambda_0: 51 \text{ W}$$

$$DM = CIG + [(A + Fa) \cdot CIP]$$

Onde:

CIG – Curva Isogônica

A – Ano da observação

Fa – Fração do Ano

CIP – Variação anual

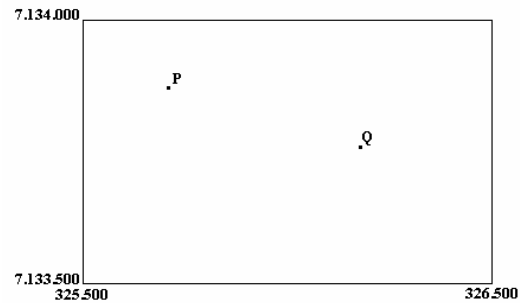
Cálculo do e^2

$$e^2 = \frac{6.378.160^2 - 6.356.774,5161^2}{6.378.160^2} = 0,00669460533$$

Cálculo do e'^2

$$e'^2 = \frac{6.378.160^2 - 6.356.774,5161^2}{6.356.774,719^2} = 0,00673972513 \text{ (segunda excentricidade)}$$

2. Determine as coordenadas planas UTM (E,N) dos pontos **P** e **Q** marcados na quadricula a seguir, utilizando o método da interpolação numérica. Note que a quadricula UTM difere da quadricula geográfica em tamanho e na unidade de representação (uma está em metros e a outra em valores de ângulo).



ERROS EM TOPOGRAFIA

Por melhores que sejam os equipamentos e por mais cuidado que se tome ao proceder um levantamento topográfico, as medidas obtidas jamais estarão isentas de erros.

Assim, os erros pertinentes às medições topográficas podem ser classificados como:

a) **Naturais:** são aqueles ocasionados por fatores ambientais, ou seja, temperatura, vento, refração e pressão atmosféricas, ação da gravidade, etc.. Alguns destes erros são classificados como *erros sistemáticos* e dificilmente podem ser evitados. São passíveis de correção desde que sejam tomadas as devidas precauções durante a medição.

b) **Instrumentais:** são aqueles ocasionados por defeitos ou imperfeições dos instrumentos ou aparelhos utilizados nas medições. Alguns destes erros são classificados como *erros acidentais* e ocorrem ocasionalmente, podendo ser evitados e/ou corrigidos com a aferição e calibragem constante dos aparelhos.

c) **Pessoais:** são aqueles ocasionados pela falta de cuidado do operador. Os mais comuns são: erro na leitura dos ângulos, erro na leitura da régua graduada, na contagem do número de trenadas, ponto visado errado, aparelho fora de prumo, aparelho fora de nível, etc..

São classificados como *erros grosseiros* e não devem ocorrer jamais pois não são passíveis de correção.

É importante ressaltar que alguns erros se anulam durante a medição ou durante o processo de cálculo. Portanto, um levantamento que aparentemente não apresenta erros, não significa estar necessariamente correto.

GRANDEZAS MEDIDAS NUM LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

GRANDEZAS MEDIDAS NUM LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

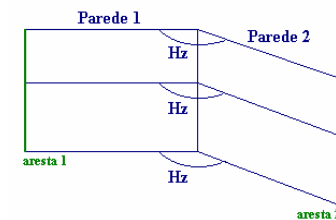
Segundo GARCIA e PIEDADE (1984) as grandezas medidas em um levantamento topográfico podem ser de dois tipos: angulares e lineares.

Grandezas Angulares

São elas:

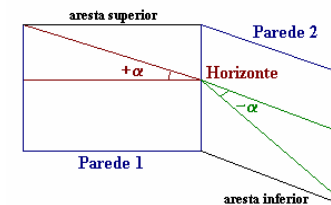
- **Ângulo Horizontal (Hz)**: é medido entre as projeções de dois alinhamentos do terreno, no plano horizontal.

A figura a seguir exemplifica um ângulo horizontal medido entre as arestas (1 e 2) de duas paredes de uma edificação. O ângulo horizontal é o mesmo para os três planos horizontais mostrados.



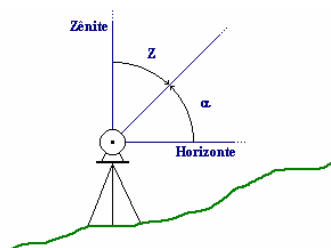
- **Ângulo Vertical (α)**: é medido entre um alinhamento do terreno e o plano do horizonte. Pode ser *ascendente* (+) ou *descendente* (-), conforme se encontre acima (acive) ou abaixo (declive) deste plano.

A figura a seguir exemplifica ângulos verticais medidos entre a aresta superior (Parede 1) e inferior (Parede 2) das paredes de uma edificação e o plano do horizonte. Os ângulos medidos não são iguais e dependem da posição (altura) do plano do horizonte em relação às arestas em questão.



O ângulo vertical, nos equipamentos topográficos modernos (teodolito e estação total), pode também ser medido a partir da *vertical do lugar* (com origem no Zênite ou Nadir), daí o ângulo denominar-se **Ângulo Zenital (V ou Z)** ou **Nadiral (V' ou Z')**.

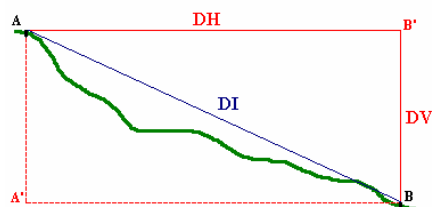
A figura abaixo (RODRIGUES, 1979) mostra a relação entre ângulos verticais e zenitais. Os processos de transformação entre eles serão estudados mais adiante.



Grandezas Lineares

São elas:

- **Distância Horizontal (DH):** é a distância medida entre dois pontos, no plano horizontal. Este plano pode, conforme indicado na figura a seguir (GARCIA, 1984), passar tanto pelo ponto **A**, quanto pelo ponto **B** em questão.



- **Distância Vertical ou Diferença de Nível (DV ou DN):** é a distância medida entre dois pontos, num plano vertical que é perpendicular ao plano horizontal. Este plano vertical pode passar por qualquer um dos pontos **A/A'** ou **B/B'** já mencionados.

- **Distância Inclinada (DI):** é a distância medida entre dois pontos, em planos que seguem a inclinação da superfície do terreno.

É importante lembrar que as grandezas representadas pela *planimetria* são: *distância e ângulo horizontais* (planta); enquanto as grandezas representadas pela *altimetria* são: *distância e ângulo verticais*, representados em planta através das curvas de nível, ou, através de um perfil.

Unidades de Medida

Em Topografia, são medidas duas espécies de grandezas, as *lineares* e as *angulares*, mas, na verdade, outras duas espécies de grandezas são também trabalhadas, as de *superfície* e as de *volume*.

A seguir encontram-se as *unidades* mais comumente utilizadas para expressar cada uma das grandezas mencionadas.

O sistema de unidades utilizado no Brasil é o *Métrico Decimal*, porém, em função dos equipamentos e da bibliografia utilizada, na sua grande maioria importada, algumas unidades relacionadas abaixo apresentarão seus valores correspondentes no sistema *Americano*, ou seja, em *Pés/Polegadas*.

Unidades de Medida Linear (Resumo)

Para distâncias, usamos:

$\mu\text{m}(E-06)$, $\text{mm}(E-03)$, $\text{cm}(E-02)$, $\text{dm}(E-01)$, m e $\text{Km}(E+03)$

$\text{polegada} = 2,75 \text{ cm} = 0,0275 \text{ m}$

$\text{polegada inglesa} = 2,54 \text{ cm} = 0,0254 \text{ m}$

$\text{pé} = 30,48 \text{ cm} = 0,3048 \text{ m}$

$\text{jarda} = 91,44 \text{ cm} = 0,9144 \text{ m}$

$\text{milha brasileira} = 2200 \text{ m}$

$\text{milha terrestre/inglesa} = 1609,31 \text{ m}$

	Nomes		Valores
	Símbolos		
Múltiplos	quilômetro	km	1.000m
	hectômetro	hm	100 m
	decâmetro	dam	10 m
Unidade	metro	m	1 m
Submúltiplos	decímetro	dm	0,1 m
	centímetro	cm	0,01 m
	milímetro	mm	0,001 m

Nomes	Valores		1 metro é igual a:
	Sist. Antigo	Sist. Métrico	
Ponto	1	0,00019 m	5,263 pontos
Linha	12 pontos	0,0023 m	436,363 linhas
Polegada	12 linhas	0,275 m	36,3636 polegadas
Palmo	8 polegadas	0,220 m	4,545 palmos
Pé	12 polegadas	0,330 m	3,333 pés
Côvado	2 pés	0,660 m	1,5151 côvado
Vara	5 palmos	1,100 m	0,9090 vara
Braça	2 varas	2,200 m	0,4545 braça
Corda	15 braças	33,00 m	0,0303 corda
Quadra	60 braças	132,0 m	0,007575 quadra
Toesa	3 côvados	1,980 m	0,5050 toesa
Milha	1.000 braças	2,200 m	0,0004545 milha
Légua	3.000 braças	6,600 m	0,0001515 légua
Pol. Inglesa	-	0,0254 m	39,3732 polegadas
Pé Inglês	12 pol. inglesa	0,30479 m	3,2811 pés
Jarda	3 pés ingleses	0,91438 m	1,0937 jardas

Unidades de Medida de Superfície

Para grandes áreas: usamos quilômetro quadrado (km²) - equivale a 1.000.000 m² ou 10.000 ares ou 100 hectares.

O uso das unidades de superfícies do sistema métrico decimal na medição de terrenos é oficialmente obrigatório mas, as unidades agrárias antigas, quase todas derivadas da braça de 2,20 m, são usadas no Brasil desde a época da colonização. Propagaram-se, continua e desordenadamente, e adquiriram características da região ou zona em que foram utilizadas, com designação própria e caráter tipicamente regional, por não terem valores definidos, apresentando variações não somente com relação à quantidade das terras, como também a fatores locais e pessoais. As unidades antigas são, portanto, variáveis, principalmente as usadas nas medições de superfícies agrárias, que não tem valores inteiros correspondentes ao hectare. Em virtude dessa variação, que prejudica o bom desempenho das funções técnico-agronômicas, em determinados trabalhos topográficos, é necessário converter as unidades decimais em unidades agrárias de uso da região estudada, para que os interessados possam ter uma idéia da área medida de suas propriedades.

A unidade principal é o alqueire que corresponde a uma medida ideal variável de acordo com o número de litros ou pratos de plantio, geralmente de milho, que comporta o terreno, segundo os costumes locais, daí a expressão alqueire de tantos litros ou de tantos pratos.

Litro – É a área do terreno em que se faz a semeadura de um litro (capacidade) de sementes de milho debulhado, num compasso de um metro quadrado, para cada cinco ou seis grãos, cobrindo uma área de 605 metros quadrados.

Prato – Corresponde à área do terreno com capacidade de plantio de um prato de milho, sendo que as suas dimensões são de 10 x 20 braças e corresponde a 968 metros quadrados.

Quarta – É a área de terreno correspondendo sempre a quarta parte (1/4) do alqueire. Dadas as variações das dimensões do alqueire, a quarta varia na mesma proporção.

Esta quantidade de semente de plantio varia muito de região para região, de um mínimo de 20 litros a um máximo de 320 litros, compreendendo o alqueire de 50 x 50 braças (1,21 ha) e o de 200 x 200 braças (19,36 ha). Entre esse limite há ainda outros tipos de alqueires, como demonstra o Quadro 4.

Para harmonizar, até certo ponto, o sistema métrico vigente no País com o antigo, para efeito de lançamento de imposto, criaram-se dois tipos de alqueire: o geométrico e o paulista. O primeiro corresponde à área de um terreno de forma quadrada com 100 braças de lado, ou seja, 10.000 braças quadradas (48.200 m²); o segundo, muito usado no Estado de São Paulo, de 50 braças de testada por 100 braças de fundo, corresponde à área de um terreno de forma retangular com 5.000 braças quadradas (24.200 m²).

Para o topógrafo ter mais certeza nos valores das unidades antigas empregadas na região em que desempenha as suas atividades, deve recorrer a informações seguras nos Cartórios de Registro de Imóveis, para evitar qualquer mal entendido.

cm 2 (E-04), m 2 e Km 2 (E+06)
are = 100 m 2
acre = 4.046,86 m 2
hectare (ha) = 10.000 m 2
alqueire paulista (menor) = 2,42 ha = 24.200 m 2
alqueire mineiro (geométrico) = 4,84 ha = 48.400 m 2

Nomes	Símbolo	Valores	
		Em are	Em m ²
Múltiplo	hectare	ha	100
Unidade	are	a	1
Submúltiplo	centiare	ca	0,01

Valor (braça)	Valor			
	Sistema Antigo		Sistema Métrico	
	Braça quadrada	Litro	Metro quadrado	Hectare
50 x 50	2.500	20	12.100	1,2100
50 x 75	3.750	30	18.150	1,8150
50 x 100*	5.000	40	24.200	2,4200
75 x 75	5.625	45	27.225	2,7225
75 x 80	6.000	48	29.040	2,9040
80 x 80	6.400	32 pratos	30.976	3,0976
75 x 100	7.500	60	36.300	3,6300
100 x 100**	10.000	80	48.400	4,8400
100 x 150	15.000	120	72.600	7,2600
100 x 200	20.000	160	96.800	9,6800
200 x 200	40.000	320	193.600	19,3600

Além dessas unidades, há outras que expressam as grandes extensões de matas, tais como:

Légua quadrada	3.600 ha
Légua de sesmaria	3.000 x 3.000 braças
Légua de campo	3.000 x 9.000 braças
Sesmaria de mato	1.500 x 1.500 braças

Unidades de Medida Angular

Para as medidas angulares têm-se a seguinte relação:

$$360^\circ = 400g = 2\pi$$

onde $\pi = 3,141592$.

Atenção: As unidades angulares devem ser trabalhadas sempre com seis (6) casas decimais. As demais unidades, com duas (2) casas decimais.

Unidades de Medida de Volume

m 3

litro = 0,001 m 3

Exercícios

a) Conversão entre Unidades Lineares

1. Tem-se para a medida da distância horizontal entre dois pontos o valor de 1.290,9078 *polegadas*. Qual seria o valor desta mesma medida em *quilômetros*?

2. O lado de um terreno mede 26,50 *metros*. Qual seria o valor deste mesmo lado em *polegadas inglesas*?

3. Determine o valor em *milhas inglesas*, para uma distância horizontal entre dois pontos de 74,9 *milhas brasileiras*.

b) Conversão entre Unidades de Superfície

1. Determine o valor em *alqueires menor*, para um terreno de área igual a 1224,567 *metros quadrados*.

2. Determine o valor em *hectares*, para um terreno de área igual a 58.675,5678 *metros quadrados*.

3. Determine o valor em *acres*, para um terreno de área igual a 18,15 *alqueires paulista*.

c) Conversão entre Unidades Angulares

1. Determine o valor em *grados centesimais* (centésimos e milésimos de grau) e em *radianos* para o ângulo de 157°17'30,65".

2. Para um ângulo de 1,145678 *radianos*, determine qual seria o valor correspondente em *graus sexagesimais*.

3. Para um ângulo de 203,456789 *grados decimais*, determine qual seria o valor correspondente em *graus decimais*.

d) Conversão entre Unidades de Volume

1. Determine o valor em *litros*, para um volume de 12,34 *m*³.

2. Determine o valor em *m*³, para um volume de 15.362,56 *litros*.

ESCALAS

Toda representação, como toda imagem, está em uma certa relação de tamanho (proporção) com o objeto representado. Assim, a representação da superfície terrestre sob a forma de carta deve ser bastante reduzida, dentro de determinada proporção. Esta proporção é chamada de escala.

Escala é, portanto, a relação entre o tamanho dos elementos representados em um mapa e o tamanho correspondente medido sobre a superfície da Terra.

Ou ainda, Escala vem a ser a relação entre a distância de dois pontos quaisquer do mapa com a correspondente distância na superfície da terra.

$$E = d/D$$

Onde:

E = Escala numérica

d = distância medida no mapa

D = Distância equivalente no terreno

Generalização

Generalização significa distinguir entre o essencial e o não essencial, conservando-se o útil e abandonando-se o dispensável. qualidade imprescindível na representação cartográfica, pois dela dependerá a simplicidade, clareza e objetividade do mapa, através da seleção correta dos elementos que o irão compor. Isso não significa eliminar detalhes, mas omitir detalhes sem valor.

Indicação de Escala

A escala é uma informação que deve constar da carta e pode ser representada, geralmente, pela escala numérica e/ou escala gráfica.

Escala Numérica ou Fracionária

As escalas numéricas ou fracionárias figuram-se por frações, cujos denominadores representam as dimensões naturais e os numeradores as que lhes correspondem no mapa. É indicada da seguinte forma: 1:50.000 ou 1/50.000. Esta escala indica que uma unidade de medida no ma- a equivale a 50.000 unidades da mesma medida sobre o terreno. Assim 1 cm no mapa corresponde a 50.000 cm no terreno, ou seja, 1 cm no mapa representa 500 m do terreno. Um mapa será tanto maior quanto menor for o denominador da escala. Assim, a escala 1:25.000 é maior que 1:50.000.

Escala Gráfica

A escala gráfica é um segmento de reta dividido de modo a permitir a medida de distância na carta. Assim, por exemplo, a escala indica qual a distância, na carta equivalente a 1 km. Este tipo de escala permite visualizar, de modo facilmente apreensível, as dimensões dos objetos figurados na carta. O uso da escala gráfica tem vantagem sobre o de outros tipos, pois será reduzida ou ampliada juntamente com a carta, através, de métodos xerográficos e fotográficos, podendo-se sempre saber a escala do documento com o qual se está trabalhando.

Segundo DOMINGUES (1979), a *escala gráfica* é a representação gráfica de uma escala nominal ou numérica.

Esta forma de representação da escala é utilizada, principalmente, para fins de acompanhamento de ampliações ou reduções de plantas ou cartas topográficas, em processos fotográficos comuns ou xerox, cujos produtos finais não correspondem à escala nominal neles registrada.

A escala gráfica é também utilizada no acompanhamento da dilatação ou retração do papel no qual o desenho da planta ou carta foi realizado. Esta dilatação ou retração se deve, normalmente, a alterações ambientais ou climáticas do tipo: variações de temperatura, variações de umidade, manuseio, armazenamento, etc.

Ainda segundo DOMINGUES (1979) a escala gráfica fornece, rapidamente e sem cálculos, o valor real das medidas executadas sobre o desenho, qualquer que tenha sido a redução ou ampliação sofrida por este.

A construção de uma escala gráfica deve obedecer aos seguintes critérios:

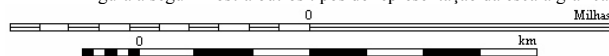
- 1) Conhecer a escala nominal da planta.
- 2) Conhecer a unidade e o intervalo de representação desta escala.
- 3) Traçar uma linha reta **AB** de comprimento igual ao intervalo na escala da planta.
- 4) Dividir esta linha em 5 ou 10 partes iguais.
- 5) Traçar à esquerda de **A** um segmento de reta de comprimento igual a 1 (um) intervalo.
- 6) Dividir este segmento em 5 ou 10 partes iguais.
- 7) Determinar a precisão gráfica da escala.

Exemplo: supondo que a escala de uma planta seja 1:100 e que o intervalo de representação seja de 1m, a escala gráfica correspondente terá o seguinte aspecto:



ESCALA 1:100

A figura a seguir mostra outros tipos de representação da escala gráfica.



Principais Escalas e suas Aplicações

A seguir encontra-se um quadro com as principais escalas utilizadas por engenheiros e as suas respectivas aplicações.

É importante perceber que, dependendo da escala, a denominação da representação muda para *planta*, *carta* ou *mapa*.

Aplicação de Escala:

Detalhes de terrenos urbanos 1:500

Planta de pequenos lotes e edifícios 1:100 e 1:200

Planta de arruamentos e loteamentos urbanos 1:500 1:1.000

Planta de propriedades rurais 1:1.000 1:2.000 1:5.000

Planta cadastral de cidades e grandes propriedades rurais ou industriais 1:5.000 1:10.000 1:25.000

Cartas de municípios 1:50.000 1:100.000

Mapas de estados, países, continentes etc. 1:200.000 a 1:10.000.000 7.6.

Determinação de Escala

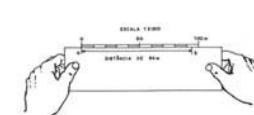
A determinação da escala omitida em uma carta, só pode ser feita quando se conhecer a distância natural entre dois pontos.

Depois de se fixar na carta os dois pontos, deve-se medir a distância gráfica que os separa e dividir a distância conhecida no terreno pela distância gráfica, deve-se ter o cuidado de utilizar a mesma unidade de medida. o quociente representa, representará o denominador da escala. Exemplo: a distância entre duas cidades é de 12 km no terreno. Na carta, a distância entre elas é de 0,06 m. A escala será achada dividindo-se 12 000 m por 0,06 m. Assim a escala da carta será de 1 :200 000.

Como se medir Distâncias

Para se medir distâncias entre dois pontos, numa linha reta, em uma carta com escala gráfica, deve-se utilizar uma tira de papel, na qual são marcados os dois pontos (A e B) e depois transportá-los para a escala.

Para se medir linhas curvas, de modo simples, pode-se usar o sistema de traçados sucessivos de cordas, cuja medição final será a soma das mesmas, considerada como uma soma de linhas retas. Esse método é conveniente para traçados de curvas suaves, como estradas e rios meandantes. Cabe ressaltar que ambos os métodos apresentam como resultado distância aproximada, não podendo ser considerado um método preciso.



Como Medir Áreas

Os métodos práticos para se medir uma área qualquer em uma carta, sempre fornecerão dados aproximados, mas de fácil aplicação.

Método da Contagem

Pode-se medir a área aproximada, em uma carta, empregando-se, primeiramente, o papel milimetrado transparente (vegetal). Colocando-se o papel sobre a carta, desenha-se nele o contorno da área a ser medida. Em seguida, somam-se os quadradinhos inteiros e depois os fragmentos de quadradinhos incluídos dentro da área, sendo os últimos a única possibilidade de erro. O total da soma deve ser multiplicado pela área de um dos quadradinhos do papel milimetrado.

Método de planimetragem

A avaliação de uma área também pode ser feita empregando-se um instrumento chamado planímetro.

MEDIDA DE DISTÂNCIAS

MEDIDA DIRETA DE DISTÂNCIAS

(MEDIDA DE DISTÂNCIAS)

A distância horizontal (**DH**) entre dois pontos, em Topografia, é o comprimento do segmento de reta entre estes pontos, projetado sobre um plano horizontal.

Para a obtenção desta distância, existem alguns processos, os quais veremos a seguir.

MEDIDA DIRETA DE DISTÂNCIAS

Alguns autores afirmam que o processo de medida de distâncias é direto, quando esta distância é determinada em *comparação a uma grandeza padrão* previamente estabelecida; outros autores, porém, afirmam que a medição é direta quando o instrumento de medida utilizado é aplicado diretamente sobre o terreno.

Segundo ESPARTEL (1987) os principais *dispositivos* utilizados na medida direta de distâncias, também conhecidos por **DIASTÍMETROS**, são os seguintes:

a) Fita e Trena de Aço

são feitas de uma lâmina de aço inoxidável;

a trena é graduada em metros, centímetros e milímetros só de um lado;

a fita é graduada a cada metro; o meio metro (0,5m) é marcado com um furo e somente o início e o final da fita são graduados em decímetros e centímetros;

a largura destas fitas ou trenas varia de 10 a 12mm;

o comprimento das utilizadas em levantamentos topográficos é de 30, 60, 100 e 150 metros;

o comprimento das de bolso varia de 1 a 7,50 metros (as de 5 metros são as mais utilizadas);

normalmente apresentam-se enroladas em um tambor (figura a seguir) ou cruzeta, com cabos distensores nas extremidades;

por serem leves e praticamente indeformáveis, os levantamentos realizados com este tipo de dispositivo nos fornecem uma maior precisão nas medidas, ou seja, estas medidas são mais confiáveis;

desvantagens: as de fabricação mais antiga, enferrujam com facilidade e, quando esticadas com nós, se rompem facilmente. Além disso, em caso de contato com a rede elétrica, podem causar choques;

as mais modernas, no entanto, são revestidas de *nylon* ou *epoxy* e, portanto, são resistentes à umidade, à produtos químicos, à produtos oleosos e à temperaturas extremas. São duráveis e inquebráveis.



b)Trena de Lona

é feita de pano oleado ao qual estão ligados fios de arame muito finos que lhe dão alguma consistência e invariabilidade de comprimento;
é graduada em metros, centímetros e milímetros em um ou ambos os lados e com indicação dos decímetros;
o comprimento varia de 20 a 50 metros;
não é um dispositivo preciso pois deforma com a temperatura, tensão e umidade (encolhe e mofa);
pouquíssimo utilizada atualmente.

c)Trena de Fibra de Vidro

é feita de material bastante resistente (produto inorgânico obtido do próprio vidro por processos especiais);
conforme figura a seguir, pode ser encontrada com ou sem invólucro e, este, se presente, tem o formato de uma cruzeta;
sempre apresentam distensores (manoplas) nas suas extremidades;
seu comprimento varia de 20 a 50m (com invólucro) e de 20 a 100m (sem invólucro);
comparada à trena de lona, deforma menos com a temperatura e a tensão;
não se deteriora facilmente;
é resistente à umidade e à produtos químicos;
é bastante prática e segura.



Apesar da qualidade e da grande variedade de diastímetros disponíveis no mercado, toda medida direta de distância só poderá ser realizada se for feito uso de alguns **ACESSÓRIOS** especiais.

Segundo ESPARTEL (1987) os principais são:

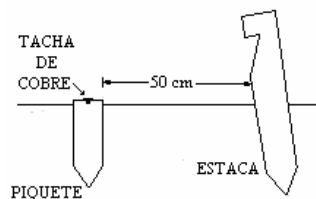
a)Piquetes

são necessários para marcar, convenientemente, os extremos do alinhamento a ser medido;
são feitos de madeira roliça ou de seção quadrada com a superfície no topo plana;
são assinalados (marcados) por tachinhas de cobre;
seu comprimento varia de 15 a 30cm;
seu diâmetro varia de 3 a 5cm;
é cravado no solo, porém, parte dele (cerca de 3 a 5cm) deve permanecer visível;
sua principal função é a materialização de um ponto topográfico no terreno.

Obs.: Nos EUA, em lugar do tradicional piquete de madeira, os pontos topográficos são materializados por *pinos de metal*, bem mais resistentes e com a vantagem de poderem ser cravados em qualquer tipo de solo ou superfície.

b) Estacas

conforme figura abaixo (PINTO, 1988), são utilizadas como *testemunhas* da posição do piquete; são cravadas próximas ao piquete cerca de 30 a 50cm; seu comprimento varia de 15 a 40cm; seu diâmetro varia de 3 a 5cm; são chanfradas na parte superior para permitir uma inscrição numérica ou alfabética, que pertence ao piquete testemunhado.



c) Fichas

são utilizadas na marcação dos lances efetuados com o diastímetro quando a distância a ser medida é superior ao comprimento deste; são hastes de ferro ou aço; seu comprimento é de 35 ou 55cm; seu diâmetro é de 6mm; conforme figura a seguir, uma das extremidades é pontiaguda e a outra é em formato de argola, cujo diâmetro varia de 5 a 8cm.



d) Balizas

são utilizadas para manter o alinhamento, na medição entre pontos, quando há necessidade de se executar vários lances com o diastímetro; conforme figura a seguir, são feitas de madeira ou ferro; arredondado, sextavado ou oitavado;



são terminadas em ponta guarnecida de ferro; seu comprimento é de 2 metros; seu diâmetro varia de 16 a 20mm; são pintadas em cores contrastantes (branco e vermelho ou branco e preto) para permitir que sejam facilmente visualizadas à distância; devem ser mantidas na posição vertical, sobre a tachinha do piquete, com auxílio de um **nível de cantoneira**.

e) Nível de Cantoneira

aparelho em forma de cantoneira e dotado de bolha circular que permite à pessoa que segura a baliza posicioná-la corretamente (verticalmente) sobre o piquete ou sobre o alinhamento a medir.



f) Barômetro de Bolso

aparelho que se destina à medição da pressão atmosférica (em mb = milibares) para fins de correção dos valores obtidos no levantamento; atualmente estes aparelhos são digitais e, além de fornecerem valores de pressão, fornecem valores de altitude com precisão de 0,10m (figura a seguir).



g) Dinamômetro

aparelho que se destina à medição das tensões que são aplicadas aos diastímetros para fins de correção dos valores obtidos no levantamento;

as correções são efetuadas em função do *coeficiente de elasticidade* do material com que o diastímetro foi fabricado.

h) **Termômetro**

aparelho que se destina à medição da temperatura do ar ($^{\circ}\text{C}$) no momento da medição para fins de correção dos valores obtidos no levantamento;

as correções são efetuadas em função do *coeficiente de dilatação* do material com que o diastímetro foi fabricado.

i) **Nível de Mangueira**

é uma mangueira d'água transparente que permite, em função do nível de água das extremidades, proceder a medida de distâncias com o diastímetro na posição horizontal. Este tipo de mangueira é também muito utilizado na construção civil em serviços de nivelamento (pisos, tetos, etc.).

j) **Cadernetas de Campo**

é um documento onde são registrados todos os elementos levantados no campo (leitura de distâncias, ângulos, régua, croquis dos pontos, etc.);

normalmente são padronizadas, porém, nada impede que a empresa responsável pelo levantamento topográfico adote cadernetas que melhor atendam suas necessidades.

Com relação aos seguintes acessórios mencionados: *barômetro*, *termômetro* e *dinamômetro*; pode-se afirmar que os mesmos são raramente utilizados atualmente para correções das medidas efetuadas com diastímetros. Isto se deve ao fato destes dispositivos terem sido substituídos, com o passar dos anos, pelos equipamentos eletrônicos, muito mais precisos e fáceis de operar. Contudo, os diastímetros são ainda largamente empregados em levantamentos que não exigem muita

PRECISÃO E CUIDADOS NA MEDIDA DIRETA DE DISTÂNCIAS

Segundo DOMINGUES (1979) a precisão com que as distâncias são obtidas depende, principalmente:

- do dispositivo de medição utilizado,
- dos acessórios, e
- dos cuidados tomados durante a operação.

E, segundo RODRIGUES (1979), os cuidados que se deve tomar quando da realização de medidas de distâncias com diastímetros são:

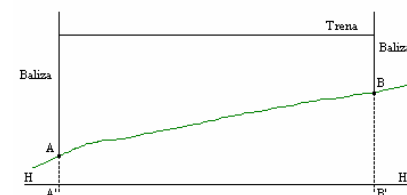
- que os operadores se mantenham no alinhamento a medir,
- que se assegurem da horizontalidade do diastímetro, e
- que mantenham tensão uniforme nas extremidades.

A tabela abaixo fornece a precisão que é conseguida quando se utilizam diastímetros em um levantamento, levando-se em consideração os efeitos da tensão, da temperatura, da horizontalidade e do alinhamento.

Diastímetro	Precisão
Fita e trena de aço	1cm/100m
Trena plástica	5cm /100m
Trena de lona	25cm/100m

MÉTODOS DE MEDIDA COM DIASTÍMETROS LANCE ÚNICO - PONTOS VISÍVEIS

Segundo GARCIA (1984) e analisando a figura a seguir, na medição da distância horizontal entre os pontos **A** e **B**, procura-se, na realidade, medir a projeção de **AB** no plano topográfico horizontal **HH'**. Isto resulta na medição de **A'B'**, paralela a **AB**.



Para realizar esta medição recomenda-se uma equipe de trabalho

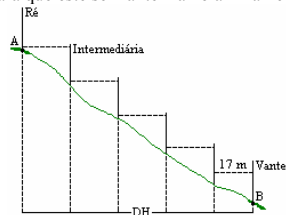
com:

- duas pessoas para tensionar o diastímetro (uma em cada extremidade);
- uma pessoa para fazer as anotações (dispensável).

A distância **DH** (entre os pontos **A'** e **B'**) é igual à fração indicada pelo diastímetro.

VÁRIOS LANCES - PONTOS VISÍVEIS

Segundo GARCIA (1984) e analisando a figura a seguir, o balizeiro de ré (posicionado em A) orienta o balizeiro intermediário, cuja posição coincide com o final do diastímetro, para que este se mantenha no alinhamento.



$$DH = (4 \times 20 + 17) = 97 \text{ m}$$

Depois de executado o lance, o balizeiro intermediário marca o final do diastímetro com uma ficha. O balizeiro de ré, então, ocupa a posição do balizeiro intermediário, e este, por sua vez, ocupará nova posição ao final do diastímetro. Repete-se o processo de deslocamento das balizas (ré e intermediária) e de marcação dos lances até que se chegue ao ponto B.

É de máxima importância que, durante a medição, os balizeiros se mantenham sobre o alinhamento **AB**.

Para realizar esta medição recomenda-se uma equipe de trabalho com:

- duas pessoas para tensionar o diastímetro (uma em cada extremidade).
- um balizeiro de ré (móvel).
- um balizeiro intermediário (móvel).
- um balizeiro de vante (fixo).
- uma pessoa para fazer as anotações (dispensável).

A distância **DH** será dada pelo somatório das distâncias parciais (contagem do número de fichas pelo comprimento do diastímetro) mais a fração do último lance.

Observações Importantes

1. Ao ponto inicial de um alinhamento, percorrido no *sentido horário*, dá-se o nome de *Ponto a Ré* e, ao ponto final deste mesmo alinhamento, dá-se o nome de *Ponto a Vante*. *Balizador de Ré* e *Balizador de Vante* são os nomes dados às pessoas que, de posse de uma baliza, ocupam, respectivamente, os pontos a ré e a vante do alinhamento em questão.
2. Os balizeiros de ré e intermediário podem acumular a função de tensionar o diastímetro.
3. Para terrenos inclinados, os cuidados na medição devem ser redobrados no que se refere à horizontalidade do diastímetro.

Traçado de Perpendiculares

Segundo GARCIA (1984) o traçado de perpendiculares é necessário:

- a) À amarração de detalhes em qualquer levantamento topográfico, e
- b) Na determinação de um alinhamento perpendicular em função de um outro já existente. Ex.: locação de uma obra.

a) Amarração de Detalhes

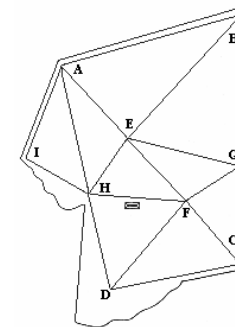
A amarração de detalhes (feições naturais e artificiais do terreno) é realizada utilizando-se somente diastímetros. Para tanto, é necessário a montagem, no campo, de uma rede de linhas, distribuídas em triângulos principais e secundários, às quais os detalhes serão amarrados.

A esta rede de linhas denomina-se *triangulação*.

A figura a seguir (BORGES, 1988) ilustra uma determinada superfície já triangulada.

Nesta triangulação, observa-se que os triângulos maiores englobam os menores.

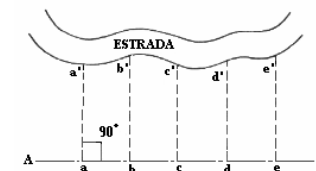
O objetivo da formação de triângulos principais (**ABC** e **ACD**) e secundários (**ABE**, **BEG**, **EGF**, **EFH**, **FCD**, **GCF**, **DFH**, **AEH** e **AHI**) é atingir mais facilmente todos os detalhes que se queira levantar.



Segundo BORGES (1988) a amarração dos detalhes pode ser feita:

- Por perpendiculares tomadas a olho

É o caso da figura abaixo, onde se deve medir os alinhamentos **Aa**, **ab**, **bc**, **cd**, **de**, **eB** e, também, os alinhamentos **aa'**, **bb'**, **cc'**, **dd'** e **ee'** para que o contorno da estrada fique determinado.



• *Por triangulação*

Devendo-se medir os alinhamentos **a** e **b**, além do alinhamento principal **DB**, para que o canto superior esquerdo da piscina representada na figura a seguir (BORGES, 1988) fique determinado.

A referida piscina só estará completamente *amarrada* se os outros cantos também forem triangulados.



Obs.: para que a amarração não resulte errada, a base do triângulo amarrado deve coincidir com um dos lados do triângulo principal ou secundário, e, o vértice daquele triângulo será sempre um dos pontos definidores do detalhe levantado.

b) Alinhamentos Perpendiculares

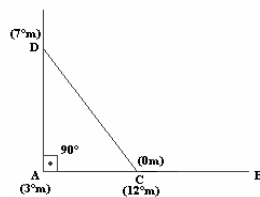
Segundo ESPARTEL (1987) é possível levantar uma perpendicular a um alinhamento, utilizando-se um diastímetro, através dos seguintes métodos:

b.1) Triângulo Retângulo

Este método consiste em passar por um ponto **A**, de um alinhamento **AB** conhecido, uma perpendicular.

Utilizando-se os doze (12) primeiros metros de uma trena, dispõe-se, respectivamente, dos lados 3, 4 e 5 metros de um triângulo retângulo.

Como indicado na figura abaixo (GARCIA, 1984), o 0 e 12 metros estariam coincidentes em **C**, situado a 3 metros do ponto **A**. O 7 metros (soma dos lados 3 e 4) e representado pelo ponto **D**, se ajusta facilmente em função dos pontos **A** e **C** já marcados.



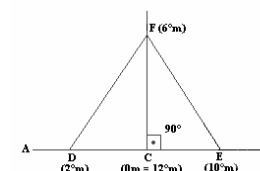
Obs.: para locar as paredes de uma casa, o mestre de obras normalmente se utiliza de uma linha com nós. Esta linha representa um triângulo retângulo de lados 0,6m : 0,8m : 1,0m; equivalente ao triângulo retângulo de 3m : 4m : 5m mencionado anteriormente.

b.2) Triângulo Equilátero

Diferentemente do anterior, este método consiste em passar uma perpendicular a um alinhamento **AB** conhecido, por um ponto **C** qualquer deste alinhamento. Deste modo, marca-se, no campo, um triângulo equilátero ao invés de um triângulo retângulo.

Assim, utilizando-se os doze (12) primeiros metros de uma trena, dispõe-se, para o triângulo equilátero, de três lados de 4 metros cada.

Como indicado na figura abaixo (GARCIA, 1984), o 0 e 12 metros estariam coincidentes em **C**. O 2 metros estaria sobre o alinhamento **AB** à esquerda de **C**, definindo o ponto **D**. O 10 metros estaria sobre o alinhamento **AB** à direita de **C**, definindo o ponto **E**. O ponto **F**, definido pelo 6 metros, se ajusta facilmente em função dos pontos **D** e **E** já marcados.



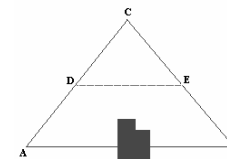
Obs.: para a marcação de triângulos no campo, normalmente utilizam-se comprimentos menores equivalentes aos citados ou esquadros de madeira.

TRANSPOSIÇÃO DE OBSTÁCULOS

Segundo GARCIA (1984), para a medida de distâncias entre pontos não intervisíveis, ou seja, em que a mesma não possa ser obtida pela existência de algum obstáculo (edificação, lago, alagado, mata, árvore etc.), costuma-se fazer uso da marcação, em campo, de triângulos semelhantes.

Como indicado na figura a seguir (GARCIA, 1984), existe uma edificação sobre o alinhamento **AB**, o que impede a determinação do seu comprimento pelos métodos explicitados anteriormente.

Assim, para que a distância **AB** possa ser determinada, escolhe-se um ponto **C** qualquer do terreno de onde possam ser avistados os pontos **A** e **B**. Medem-se as distâncias **CA** e **CB** e, a meio caminho de **CA** e de **CB** são marcados os pontos **D** e **E**. A distância **DE** também deve ser medida.



Após estabelecer a relação de semelhança entre os triângulos **CAB** e **CDE**, a distância **AB** será dada por:

$$AB = \frac{CA \cdot DE}{CD}$$

ERROS NA MEDIDA DIRETA DE DISTÂNCIAS

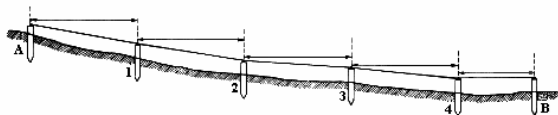
Os erros cometidos, voluntária ou involuntariamente, durante a medida direta de distâncias, devem-se:

ao *comprimento do diastímetro*: afetado pela tensão aplicada em suas extremidades e também pela temperatura ambiente. A correção depende dos coeficientes de elasticidade e de dilatação do material com que o mesmo é fabricado. Portanto, deve-se utilizar dinamômetro e termômetro durante as medições para que estas correções possam ser efetuadas ou, proceder a aferição do diastímetro de tempos em tempos.

A *distância horizontal correta (DH_c)* entre dois pontos será dada dividindo-se o *comprimento aferido do diastímetro (ℓ_a)* pelo seu *comprimento nominal (ℓ)* e multiplicando-se pela *distância horizontal medida (DH_m)*:

$$DH_c = \frac{\ell_a}{\ell} \cdot DH_m$$

ao *desvio vertical* ou *falta de horizontalidade*: ocorre quando o terreno é muito inclinado. Assim, mede-se uma série de linhas inclinadas em vez de medir as projeções destas linhas sobre o plano horizontal, como na figura a seguir (BORGES, 1988).



O erro devido ao *desvio vertical (C_{dv})*, para um único lance, pode ser encontrado através da relação entre o *desnível do terreno (DN)* e o *comprimento do diastímetro (ℓ)*:

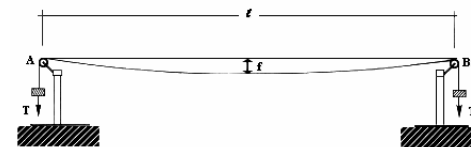
$$C_{dv} = \frac{DN^2}{2 \cdot \ell}$$

Este erro é cumulativo e sempre positivo. Assim, a *distância horizontal correta (DH_c)* entre dois pontos será encontrada subtraindo-se da *distância horizontal medida (DH_m)*, o *desvio vertical (C_{dv})* multiplicado pelo *número de lances (N_ℓ)* dado com o diastímetro:

$$DH_c = DH_m - (N_{\ell} \cdot C_{dv})$$

à *catenária*: curvatura ou *barriga* que se forma ao tensionar o diastímetro e que é função do seu peso e do seu comprimento. Para evitá-la, é necessário utilizar diastímetros leves, não muito longos e aplicar tensão apropriada (segundo normas do fabricante) às suas extremidades.

A figura a seguir (DOMINGUES, 1979) indica a *flecha (f)* do arco formado pelo comprimento (ℓ) do diastímetro com tensão (T) aplicada nas extremidades.



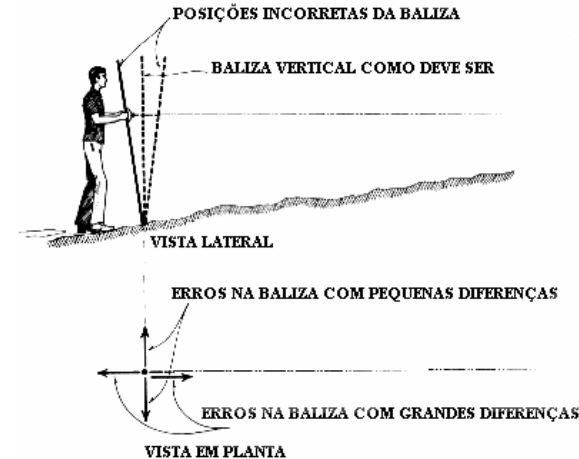
O erro devido à *catenária*, para um único lance, pode ser encontrado através da relação:

$$C_c = \frac{8 \cdot f^2}{3 \cdot \ell}$$

Este erro é cumulativo, provoca uma redução do diastímetro e, conseqüentemente, resulta numa medida de distância maior que a real. Assim, a *distância horizontal correta (DH_c)* entre dois pontos será encontrada subtraindo-se da *distância horizontal medida (DH_m)*, o *erro da catenária (C_c)* multiplicado pelo *número de lances (N_ℓ)* dado com o diastímetro:

$$DH_c = DH_m - (N_{\ell} \cdot C_c)$$

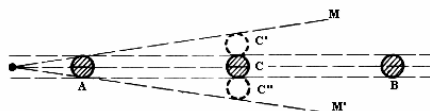
à *verticalidade da baliza*: como indicado na figura abaixo (BORGES, 1988), é ocasionado por uma inclinação da baliza quando esta se encontra posicionada sobre o alinhamento a medir. Provoca o encurtamento ou alongamento deste alinhamento caso esteja incorretamente posicionada para trás ou para frente respectivamente. Este tipo de erro só poderá ser evitado se for feito uso do nível de cantoneira.



ao *desvio lateral do alinhamento*: ocasionado por um descuido no balizamento intermediário, mede-se uma linha cheia de quebras em vez de

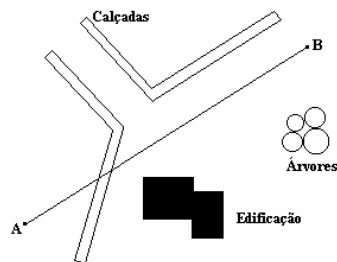
uma linha reta. Para evitar este tipo de erro é necessário maior atenção por parte dos balizeiros.

A figura a seguir (ESPARTEL, 1987), indica como o balizeiro intermediário (C) deve se posicionar em relação aos balizeiros de ré (A) e vante (B) para que não haja desvio lateral do alinhamento.



Exercícios

1. Amarre a posição das árvores, da edificação e das calçadas em relação ao lado **AB** de um triângulo marcado no campo, como mostra a figura abaixo. Utilize o método da triangulação, das perpendiculares, ou ambos.



2. Qual será o erro no comprimento de um alinhamento, em mm, devido ao *desvio vertical* do diastímetro, sabendo-se que: o desnível do terreno, para cada lance, é de 0,25m e que o comprimento do alinhamento medido resultou em 50,00m? O comprimento do diastímetro é de 25,00m. O erro encontrado é desprezível?

3. Em relação ao exercício anterior, qual será o erro para um desnível do terreno igual a 1,00m para cada lance? O erro encontrado é desprezível?

4. Qual será o erro provocado por uma flecha de 30cm em uma trena de 20m de comprimento? Este tipo de erro provoca uma redução ou uma ampliação da trena? O erro encontrado é desprezível? O erro cresce ou decresce com o comprimento da trena? Qual o valor da distância correta, para uma distância medida de 127,44m?

5. Uma linha AB foi medida com uma trena de comprimento nominal igual a 20m, obtendo-se, após vários lances, o valor de 92,12m. Qual o comprimento real da linha, ao constatar-se que a trena se encontrava dilatada de 6cm?

6. Uma linha medida com uma trena de lona resultou em 284,40m. Mas, a trena, cujo comprimento nominal é de 20m, encontra-se com um comprimento aferido de 19,95m. Determine o comprimento correto da linha medida.

7. Deve-se marcar, sobre o terreno, um alinhamento de 193,54m. Mas, a trena de plástico a ser usada está dilatada em 35mm. Em função disso, determine qual seria o comprimento aparente a marcar, se o comprimento nominal desta trena é 25m.

MEDIDA INDIRETA DE DISTÂNCIAS

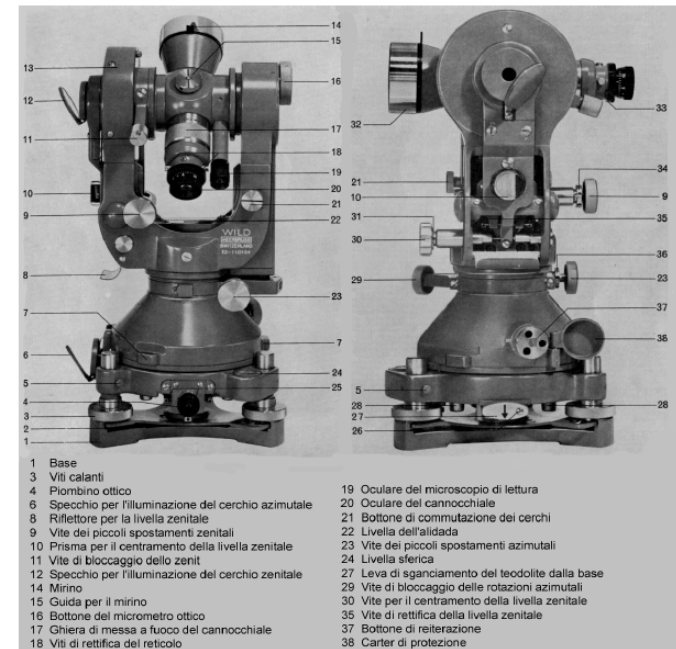
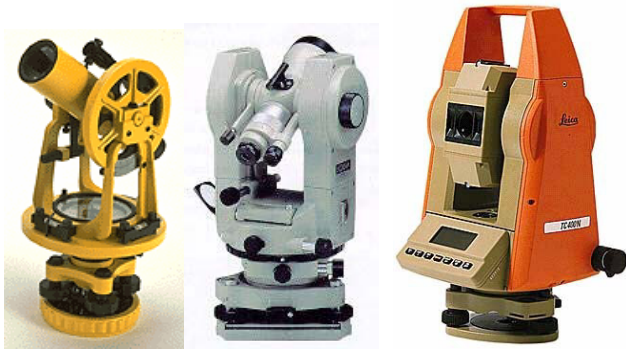
MEDIDA INDIRETA DE DISTÂNCIAS

Segundo DOMINGUES (1979) diz-se que o processo de medida de distâncias é *indireto* quando estas distâncias são calculadas em função da medida de outras grandezas, não havendo, portanto, necessidade de percorrê-las para compará-las com a grandeza padrão.

Os equipamentos utilizados na medida indireta de distâncias são, principalmente:

- *Teodolito e/ou Nível*: o *teodolito* é utilizado na leitura de ângulos horizontais e verticais e da régua graduada; o *nível* é utilizado somente para a leitura da régua.

A figura a seguir ilustra três gerações de teodolitos: o *trânsito* (mecânico e de leitura externa); o *ótico* (prismático e com leitura interna); e o eletrônico (leitura digital).



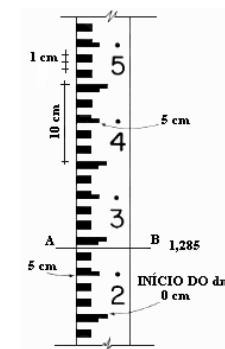
- *Acessórios*: entre os acessórios mais comuns de um teodolito ou nível estão: o *tripé* (serve para estacionar o aparelho); o *fio de prumo* (serve para posicionar o aparelho exatamente sobre o ponto no terreno); e a *lupa* (para leitura dos ângulos).

A figura a seguir ilustra um tripé de alumínio, normalmente utilizado com o trânsito; e um de madeira, utilizado com teodolitos óticos ou eletrônicos. É interessante salientar que para cada equipamento de medição existe um tripé apropriado.



• *Mira ou Régua graduada*: é uma régua de madeira, alumínio ou PVC, graduada em **m**, **dm**, **cm** e **mm**; utilizada na determinação de distâncias horizontais e verticais entre pontos.

A figura a seguir (BORGES, 1988), ilustra parte de uma régua de quatro metros de comprimento e as respectivas divisões do metro: dm, cm e mm.



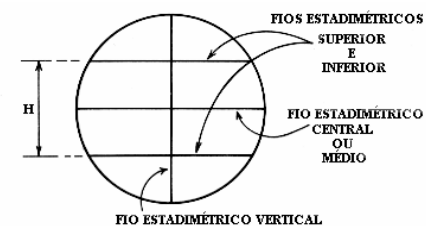
• *Nível de cantoneira*: já mencionado na medida direta de distâncias, tem a função de tornar vertical a posição da régua graduada.

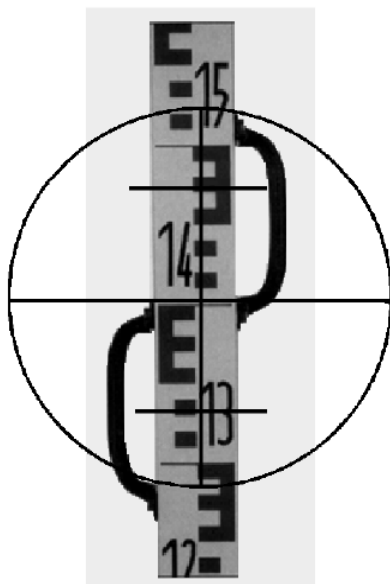
• *Baliza*: já mencionada na medida direta de distâncias, é utilizada com o teodolito para a localização dos pontos no terreno e a medida de ângulos horizontais.

Ao processo de medida indireta denomina-se **ESTADIMETRIA** ou **TAQUEOMETRIA**, pois é através do *retículo* ou *estádia* do teodolito que são obtidas as leituras dos ângulos verticais e horizontais e da régua graduada, para o posterior cálculo das distâncias horizontais e verticais.

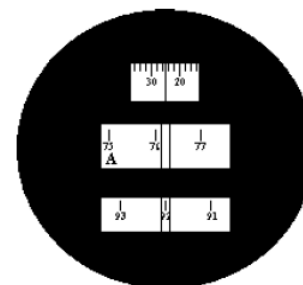
Como indicado na figura abaixo (BORGES, 1988), a estádia do teodolito é composta de:

- 3 fios estadimétricos horizontais (FS, FM e FI)
- 1 fio estadimétrico vertical

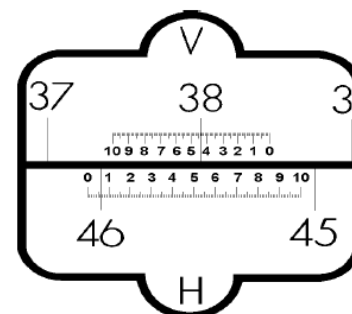




LEITURAS DE TEODOLITO GONIÔMETROS

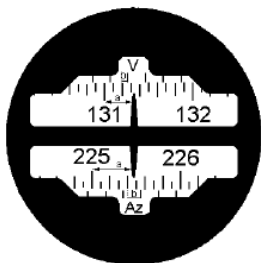


lettura centesimale = $92^{\circ},2500$



Graduazione centesimale

Lettura: cerchio verticale 38,438
cerchio orizzontale 46,062



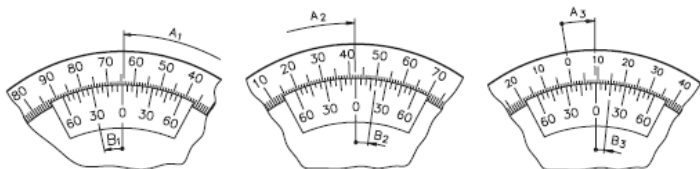
$$\begin{array}{r} \text{cerchio vert.} \\ a = 131^{\circ} 30' \\ + b = 3^{\circ} 5' \\ \hline 134^{\circ} 35' \end{array}$$

400°

$$\begin{array}{r} \text{cerchio orizz.} \\ a = 225^{\circ} 40' \\ + b = 7^{\circ} 5' \\ \hline 232^{\circ} 45' \end{array}$$

Os **graus inteiros** são lidos na graduação do disco, com o traço zero do nônio. Na escala fixa, a leitura pode ser feita tanto no sentido horário quanto no sentido anti-horário.

A leitura dos **minutos**, por sua vez, é realizada a partir do zero nônio, seguindo a mesma direção da leitura dos graus.



Assim, nas figuras acima, as medidas são, respectivamente:

$A_1 = 64^{\circ}$	$B_1 = 30'$	leitura completa $64^{\circ}30'$
$A_2 = 42^{\circ}$	$B_2 = 20'$	leitura completa $42^{\circ}20'$
$A_3 = 9^{\circ}$	$B_3 = 15'$	leitura completa $9^{\circ}15'$

Verificando o entendimento

Leia e escreva sua leitura nas linhas.



a) Leitura =°'



b) Leitura =°'



c) Leitura =°'



d) Leitura =°'

Veja se acertou:

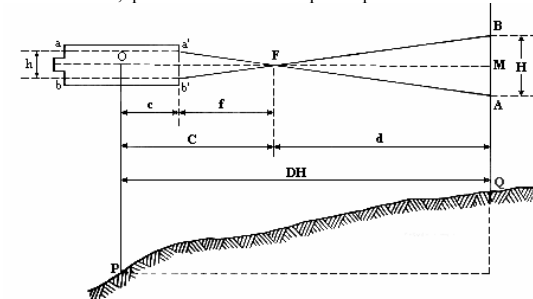
- a) $24^{\circ}10'$
- b) $9^{\circ}15'$
- c) 30°
- d) $50^{\circ}15'$

Leia e escreva as medidas abaixo dos desenhos.



Segundo GARCIA e PIEDADE (1984) os métodos indiretos de medida de distâncias são:

A figura a seguir (GARCIA, 1984) ilustra um teodolito estacionado no ponto **P** e a régua graduada no ponto **Q**. Do ponto **P** visa-se o ponto **Q** com o círculo vertical do teodolito *zerado*, ou seja, com a luneta na posição horizontal. Procede-se a leitura dos fios estadiométricos inferior (**FI**), médio (**FM**) e superior (**FS**). A distância horizontal entre os pontos será deduzida da relação existente entre os triângulos **a'b'F** e **ABF**, que são semelhantes e opostos pelo vértice.



f = distância focal da objetiva

c = distância do centro ótico do aparelho à objetiva

d = distância do foco à régua graduada

M = FM = leitura do retículo médio

$$\frac{a'b'}{f} = \frac{AB}{d}$$

$$d = \frac{AB}{a'b'} \cdot f$$

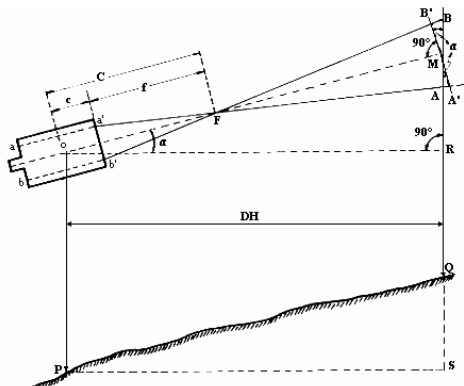
$$\begin{aligned} a'b' &= \frac{f}{100} \quad \text{fornecido pelo fabricante} \\ d &= \frac{AB \cdot f}{f/100} \\ d &= 100 \cdot H \\ DH &= d + C \end{aligned}$$

$$\mathbf{DH} = 100 . \mathbf{H} + \mathbf{C}$$

C é a constante de Reichembach, que assume valor 0cm para equipamentos com lunetas analíticas e valores que variam de 25cm a 50cm para equipamentos com lunetas aláticas.

DISTÂNCIA HORIZONTAL - VISADA INCLINADA

Neste caso, para visar a régua graduada no ponto **Q** há necessidade de se inclinar a luneta, para cima ou para baixo, de um ângulo (α) em relação ao plano horizontal. Como indicado na figura abaixo (GARCIA, 1984), a distância horizontal poderá ser deduzida através:



Do triângulo **AA'M** $\rightarrow MA' = MA \cdot \cos \alpha$

Do triângulo **BB'M** $\rightarrow MB' = MB \cdot \cos \alpha$

$MA' + MB' = (MA + MB) \cdot \cos \alpha$

$MA' + MB' = A'B'$

$MA + MB = AB = H$

portanto,

$A'B' = H \cdot \cos \alpha$

Do triângulo **OMR** $\rightarrow OR = OM \cdot \cos \alpha$

$OM = 100 \cdot A'B' + C$

$OM = 100 \cdot H \cdot \cos \alpha + C$

$OR = (100 \cdot H \cdot \cos \alpha + C) \cdot \cos \alpha$

$DH = OR$

portanto,

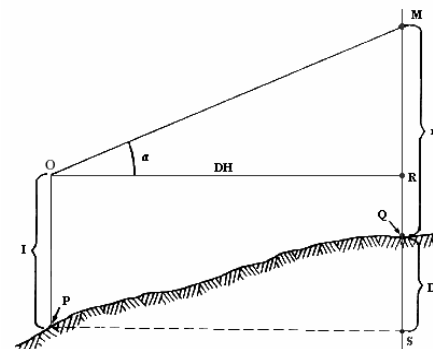
$DH = 100 \cdot H \cdot \cos^2 \alpha + C \cdot \cos \alpha$

Desprezando-se o termo $(\cos \alpha)$ na segunda parcela da expressão tem-se:

$$DH = 100 \cdot H \cdot \cos^2 \alpha + C$$

DISTÂNCIA VERTICAL - VISADA ASCENDENTE

A figura a seguir (GARCIA, 1984) ilustra a luneta de um teodolito inclinada no sentido ascendente (para cima). Assim, a diferença de nível ou distância vertical entre dois pontos será deduzida da relação:



$$QS = RS + RM - MQ$$

onde,

$QS = DN =$ diferença de nível

$RS = I =$ altura do instrumento

$MQ = M = FM =$ leitura do retículo médio

$$FM = \frac{FS + FI}{2}$$

Do triângulo **ORM**, tem-se que

$RM = OR \cdot \tan \alpha$

$RM = DH \cdot \tan \alpha$

$RM = (100 \cdot H \cdot \cos^2 \alpha + C) \cdot \tan \alpha$

$RM = (100 \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha + C \cdot \tan \alpha)$

$RM = 100 \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha / \cos \alpha + C \cdot \tan \alpha$

$RM = 100 \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \tan \alpha + C \cdot \tan \alpha$

ora,

$\cos \alpha \cdot \tan \alpha = (\sin 2 \alpha) / 2$

então,

$RM = 100 \cdot H \cdot (\sin^2 \alpha) / 2 + C \cdot \tan \alpha$

desprezando-se a última parcela tem-se,

$RM = 50 \cdot H \cdot \sin^2 \alpha$

substituindo na equação inicial, resulta

$$DN = 50 \cdot H \cdot \sin^2 \alpha - FM + I$$

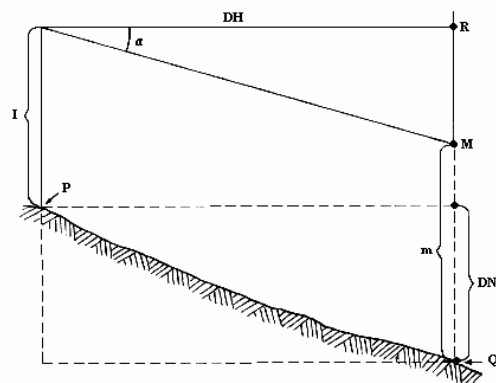
A interpretação do resultado desta relação se faz da seguinte forma:

se **DN** for positivo (+) significa que o terreno, no sentido da medição, está em **ACLIVE**.

se **DN** for negativo (-) significa que o terreno, no sentido da medição, está em **DECLIVE**.

DISTÂNCIA VERTICAL - VISADA DESCENDENTE

A figura a seguir (GARCIA, 1984) ilustra a luneta de um teodolito inclinada no sentido descendente (para baixo). Assim, a diferença de nível entre dois pontos será deduzida da mesma forma que para o item 8.5.3., porém, com os sinais trocados.



Logo:

$$DN = 50 \cdot H \cdot \text{sen}^2 \alpha + FM - I$$

A interpretação do resultado desta relação se faz da seguinte forma:

se **DN** for positivo (+) significa que o terreno, no sentido da medição, está em **DECLIVE**.

se **DN** for negativo (-) significa que o terreno, no sentido da medição, está em **ACLIVE**.

ERROS NAS MEDIDAS INDIRETAS DE DISTÂNCIAS

Os erros cometidos durante a determinação indireta de distâncias podem ser devidos aos seguintes fatores:

leitura da régua: relativo à leitura errônea dos fios estadimétricos inferior, médio e superior provocados:

- Pela distância entre o teodolito e a régua (muito longa ou muito curta).
- Pela falta de capacidade de aproximação da luneta.
- Pela espessura dos traços do retículo.
- Pelo meio ambiente (refração atmosférica, ventos, má iluminação).
- Pela maneira como a régua está dividida e pela variação do seu comprimento.
- Pela falta de experiência do operador.

leitura de ângulos: ocorre quando se faz a leitura dos círculos vertical e/ou horizontal de forma errada, por falha ou falta de experiência do operador.

verticalidade da baliza: ocorre quando não se faz uso do nível de cantoneira. A figura abaixo (BORGES, 1988) ilustra a maneira correta de

posicionamento da baliza nos levantamentos, ou seja, na vertical e sobre a tachinha do piquete.



verticalidade da mira: assim como para a baliza, ocorre quando não se faz uso do nível de cantoneira.

pontaria: no caso de leitura dos ângulos horizontais, ocorre quando o fio estadimétrico vertical do teodolito não coincide com a baliza (centro).

erro linear de centragem do teodolito: segundo ESPARTEL (1987), este erro se verifica quando a projeção do centro do instrumento não coincide exatamente com o vértice do ângulo a medir, ou seja, o prumo do aparelho não coincide com o ponto sobre o qual se encontra estacionado.



erro de calagem ou nivelamento do teodolito: ocorre quando o operador, por falta de experiência, não nivela o aparelho corretamente.

Exercícios

1) De um piquete (A) foi visada uma mira colocada em um outro piquete (B). Foram feitas as seguintes leituras:

fio inferior = 0,417m

fio médio = 1,518m

ângulo vertical = $5^{\circ}30'$ em visada descendente (A $\rightarrow$ B)

altura do instrumento (A) = 1,500m

Calcule a distância horizontal entre os pontos (AB) sabendo-se que a luneta é do tipo analítica.

2) Considerando os dados do exercício anterior, calcule a distância vertical ou diferença de nível entre os pontos e determine o sentido de inclinação do terreno.

3) Ainda em relação ao exercício anterior, determine qual é a altitude (h) do ponto (B), sabendo-se que a altitude do ponto (A) é de 584,025m.

4) Um teodolito acha-se estacionado na estaca número (1) de uma poligonal e a cota, deste ponto, é 200,000m. O eixo da luneta de um teodolito encontra-se a 1,700m do solo. Para a estaca de número (2), de cota 224,385; foram feitas as seguintes leituras:

retículo inferior = 0,325m

retículo superior = 2,675m

Calcule a distância horizontal entre as estacas.

5) De um ponto com altitude 314,010m foi visada uma régua, situada em um segundo ponto de altitude 345,710m. Com as leituras: $\alpha = 12^{\circ}$ em visada ascendente; $I = 1,620$ m; e sabendo-se que a distância horizontal entre estes pontos é de 157,100m; calcule H, FM, FI, FS.

6) Para uma poligonal triangular, calcule a cota de um ponto (C) sabendo-se que:

DH(AB) = 100,320m

H_z(CAB) = $66^{\circ}10'$

H_z(CBA) = $41^{\circ}42'$

h(A) = 151,444m

$\alpha(A \rightarrow C) = 12^{\circ}40'$

7) Em relação ao exercício anterior, qual será a cota do ponto (C) se a altura do instrumento no ponto (A) for igual a 1,342m?

8) O quadro abaixo indica valores para a diferença dos fios superior e inferior (H) e ângulos verticais tomados de uma estação para localizar pontos de um curso d'água em um levantamento. A altura do aparelho foi de 1,83m e a altitude da estação de 143,78m. Nos pontos em que não houve a possibilidade de projetar a altura do aparelho sobre a régua, a leitura do fio médio está anotada junto ao ângulo vertical. Determine as distâncias horizontais entre a estação e os pontos, bem como, as altitudes dos mesmos.

Ponto H (m) α β
1 10,041 + $2^{\circ}19'20,072 + 1^{\circ}57'$ em 1,43m 30,555 + $0^{\circ}00'$ em 2,71m
2 41,313 - $2^{\circ}13'51,111 - 4^{\circ}55'$ em 1,93m 60,316 + $0^{\circ}30'$
Determine as distâncias horizontais entre a estação e os pontos, bem como, as altitudes dos mesmos.

MEDIDAS ANGULARES

CONVERGÊNCIA MERIDIANA

BÚSSOLAS E DECLINAÇÃO MAGNÉTICA

CONVERGÊNCIA MERIDIANA

Apresentação

A Convergência Meridiana (CM) é o ângulo entre o Norte de Quadricula (N.Q.) e o Norte Geográfico (N.G.), também chamado de Norte Verdadeiro.

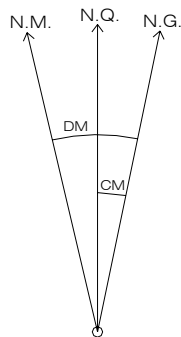


Figura 18: Nortes

Por sua vez, o N.Q. é definido por uma paralela ao Meridiano Central do fuso em que se desenvolve trabalhos e o N.G. é a direção do eixo da Terra, ou do Meridiano Local.

O grid UTM não é alinhado de forma exata aos meridianos e paralelos; para perceber isto, é só ver como não corre paralelo às laterais do mapa. A consequência maior desta propriedade do sistema UTM para nós é que as linhas UTM não apontam exatamente para o norte. A convergência meridiana indica o quando estão deslocados para leste ou oeste do norte verdadeiro. No mapa, a convergência está marcada no mesmo diagrama que a declinação, e é indicada pelo ângulo entre o Norte Geográfico e o Norte do Grid (Indicado por NQ).

Em geral, a convergência é muito pequena e pode ser ignorada; tende a ser menor do que um grau para grandes partes do país. No entanto, nas bordas de cada zona e banda UTM, a convergência tende a crescer, e pode colocar suas leituras um pouco fora da realidade. Como a convergência é constante para uma folha (e varia bem pouco entre as folhas próximas), acredita-se que pode ser descontada da mesma forma que a declinação, embora até o presente momento, não há nenhuma confirmação deste fato. Uma convergência menor do que 1 grau pode ser ignorada sem grandes problemas, de forma que não são muito comuns casos onde a convergência seja importante.

Cálculo da Convergência Meridiana

$CM = \sin\phi(\lambda - \lambda_0)$, sendo:

ϕ = latitude do ponto,

λ = longitude do ponto e

λ_0 = longitude do meridiano central

Note que no sistema UTM, a Convergência Meridiana cresce com a latitude e com o afastamento do Meridiano Central.

No Hemisfério Norte, ela é positiva a leste do MC e negativa a oeste do MC. No Hemisfério Sul, ela é negativa a leste do MC e positiva a oeste do MC.

Uma das imposições das Instruções do INCRA para a Planta Topográfica Georreferenciada referente aos trabalhos de topografia e cartografia é a informação da Convergência Meridiana para o centro da figura a ser representada.

BÚSSOLAS E DECLINAÇÃO MAGNÉTICA

BÚSSOLAS

É um instrumento empregado nos levantamentos topográficos para medir os ângulos que formam as linhas do terreno com a direção do meridiano magnético. Consiste em uma agulha imantada que tem em sua parte central uma peça de «ágata» ou de outro mineral suficientemente duro, por intermédio do qual ela repousa sobre a ponta de um pivô, que é colocado no centro de um limbo graduado. Este conjunto é convenientemente acondicionado em uma caixa metálica, possibilitando assim o seu emprego na prática. Quando o instrumento não está em serviço, levanta-se a agulha por meio de uma pequena alavanca lateral, a fim de evitar choques com o pivô, durante o transporte do aparelho.

O emprego da bússola é baseado na propriedade que tem a agulha imantada de se orientar sempre na direção do pólo magnético terrestre, quando possa mover livremente sobre o pivô. O plano que passa pelo eixo longitudinal da agulha imantada é denominado meridiano magnético. O ângulo formado pelo meridiano magnético de um ponto qualquer do terreno com o plano do alinhamento que passa pelo mesmo ponto, chama-se *azimute* deste alinhamento.

Assim, azimute do alinhamento AB é o ângulo formado pelo meridiano magnético com o plano desse alinhamento, Figura 2.

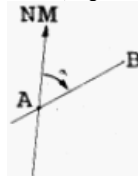


Figura 2

Chama-se alinhamento a projeção horizontal da interseção do terreno com o plano vertical que passa por dois pontos topográficos considerados: A e B.

As bússolas podem ter o limbo graduado de 0° a 360° ou de 0° a 90°, a partir do norte e do sul, em quadrantes. Neste último caso, é preciso que o ângulo seja seguido de nome do quadrante, em que ele está situado, recebendo a denominação de *rumo*. Assim, o *azimute* é contado de 0° a 360°, a partir do norte, no sentido em que se movem as agulhas dos ponteiros de um relógio, ao passo que o *rumo* é contado em quadrantes, isto é, do norte para este e oeste e do sul para este e oeste, cujos valores variam de 0° a 90° e teremos rumos NE (nordeste); NO (noroeste); SE (sudeste); e SO (sudoeste). Em determinados trabalhos, temos, às vezes, necessidade de transformar azimutes em rumos ou vice-versa e para tal podemos ter as seguintes relações, conforme a Figura 3. Assim, um azimute de 45°30' corresponde a um rumo de 45°30' NE; um azimute de 145°20', terá para rumo o seguinte valor:

$$RM = 179^{\circ} 60' - 145^{\circ} 20' = 34^{\circ} 40' \text{ SE}$$

Para um azimute de 248° 30' teremos:

$$RM = 248^{\circ} 30' - 180^{\circ} = 68^{\circ} 30' \text{ SO}$$

Já um azimute de 310° 35', que pertence ao 4° quadrante vai ter o seguinte rumo:

$$RM = 359^{\circ} 60' - 310^{\circ} 35' = 49^{\circ} 25' \text{ NO}$$

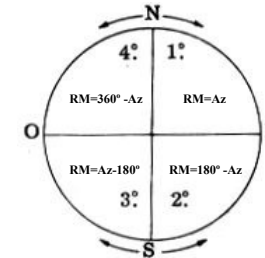
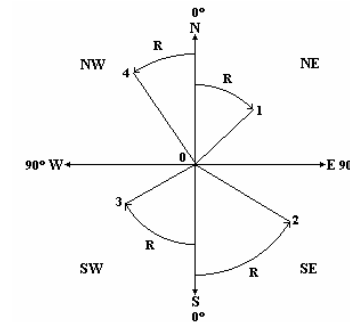


Figura 3



Observando as figuras acima, pode-se deduzir as relações entre *Azimutes à Direita* e *Rumos*:

Quadrante	Azimute → Rumo	Rumo → Azimute
1°	R = Az (NE)	Az = R
2°	R = 180° - Az (SE)	Az = 180° - R
3°	R = Az - 180° (SO)	Az = R + 180°
4°	R = 360° - Az (NO)	Az = 360° - R

Segundo uma convenção geral, o azimute é sempre lido com a ponta norte da agulha imantada. A linha que passa pelas indicações N-S do limbo com quadrante ou 0° - 180°, nos de 0° a 360°, é denominada linha de fé da bússola. Como os azimutes são lidos com a ponta norte da agulha, que estará sempre voltada para a mesma direção, algumas bússolas de limbo em quadrante trazem vantajosamente invertidas as posições E e O, e assim o rumo será lido no respectivo quadrante que lhe corresponde, e isto porque, considerando que a agulha tenha uma posição estável, durante as operações, e o limbo é que se desloca, arrastado pela alidade, ao longo da agulha, quando se visa determinado ponto. Assim, se um alinhamento AB, que está no rumo NE, for medido

com uma bússola que tem as posições normais dos pontos cardeais E e O, o rumo seria lido com a ponta norte no quadrante NO, Figura 4. Invertendo, porém, as posições daqueles pontos, como indica a Figura 5, Já se lê o rumo no quadrante a que ele pertence, e em que se acha a linha de visada e daí a grande vantagem que apresenta a inversão dos pontos cardeais E e O, nas bússolas em quadrante. Quando o limbo da bússola não tem essa inversão, deve-se ter cuidado, ao trabalhar com o instrumento, para evitar possíveis erros. Neste caso, os rumos lidos no quadrante NO = NE e os lidos no SO = SE e vice-versa.

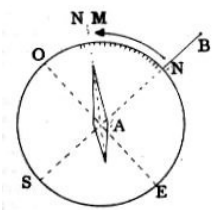


Figura 4

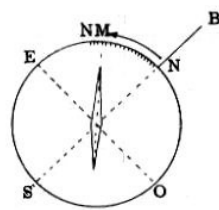


Figura 5

A agulha imantada é constituída de uma peça de aço com o formato, geralmente, de um losango bem alongado, podendo, entretanto, apresentar a forma de um retângulo alongado, Figura 6. Em sua parte central, há uma peça de ágata ou de outro mineral bastante duro, em forma de um estojo, e que funciona como mancal, permitindo assim a livre rotação em torno do eixo biselado B, chamado pivô ou pino vertical de rotação da agulha, Figura 6.

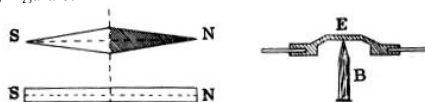


Figura 6

TIPOS DE BÚSSOLAS

Bússola de Mão

Usadas para levantamento expedito, de baixa precisão, não necessitam de apoio. Esta bússola dispõe de visores de pínula central, podendo possuir limbo móvel ou fixo.

Bússola do agrimensor

São bússolas com base para adaptação em tripé, possuindo um semi-círculo graduado solidário a uma luneta excêntrica. Além da medida de ângulos horizontais, estas bússolas possibilitam a execução de nivelamentos em função da medida da inclinação das visadas com um círculo vertical. Em geral, estas bússolas têm limbo fixo e nível para nivelamento do prato do limbo.

Bússola declinada

As bússolas declinadas possuem um parafuso de pressão que permite girar o limbo em torno do seu centro e, conseqüentemente, deslocá-la em relação ao zero da alidade. Assim, se a declinação magnética local for igual a um ângulo α com auxílio do referido parafuso, desloca-se o limbo até o zero da alidade coincidir com a graduação do limbo correspondente ao valor da declinação magnética. O ângulo de qualquer linha de visada, nestas condições será um azimute ou rumo verdadeiro, porque a agulha imantada estará indicando a direção norte-sul verdadeira.

Declinatória

É constituída de uma caixa de latão de forma cilíndrica ou paralelepipedal tendo suspensa em seu centro uma agulha imantada. Esse elemento acessório é adaptado ao limbo de diversos tipos de goniômetros topográficos, para permitir orientá-los, segundo a direção do meridiano magnético. As declinatórias de forma cilíndricas apresentam na extremidade do tubo objetivo um vidro, no centro do qual é gravada a indicação norte, e ainda alguns traços à direita e à esquerda desta indicação, Figura 7. Na extremidade correspondente ao tubo porta ocular existe uma lente. O tubo que compõe a declinatória é totalmente enegrecido interiormente. A declinatória é colocada paralelamente ao plano vertical de visada da alidade dos goniômetros, Figura 8.

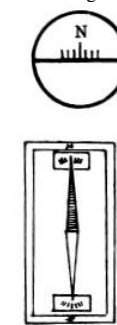


Figura 7

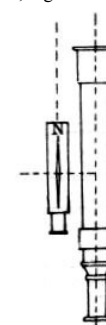


Figura 8

É evidente que com essa disposição da declinatória será sempre possível colocar o plano de visada sobre o meridiano magnético, Figura 8, pois, basta girar a alidade até que o eixo da agulha imantada se oriente na direção da linha norte-sul da declinatória. Levando-se o índice da alidade sobre o zero do limbo teremos o goniômetro orientado e em condições de medir os azimutes dos alinhamentos visados, bastando para tal fazer a leitura do limbo do instrumento.

Esses ângulos assim medidos no limbo horizontal do goniômetros serão os azimutes, pois terão um lado sobre o meridiano magnético e o outro sobre o plano vertical que passa pelos pontos visados após termos inicialmente orientado convenientemente o aparelho. Para evitar o atrito entre a agulha imantada e o pivô, nos transportes do instrumento, existe na declinatória um dispositivo especial para fixar a agulha, evitando o desgaste ou avaria no sistema de sustentação dela.

ORIENTAÇÃO DE PLANTAS

Para a representação em planta de uma porção qualquer da superfície terrestre é indispensável que, além da adoção de uma escala para redução das distâncias, os acidentes nela existentes ocupem posições relativas semelhantes e, ainda mais, que este plano possa ser acoplado a outros planos de regiões próximas, mesmo se levantadas em épocas diferentes. Assim sendo, todas as medidas de um levantamento têm que ser referidas a uma direção única, fixa e imutável, susceptível de ser recomposta em qualquer época.

Esta direção é a linha do meridiano geográfico do observador, sendo a interseção do plano vertical que contém o eixo de rotação da Terra (linha dos pólos) e o ponto considerado da superfície terrestre, sendo o traço deste plano denominado meridiana.

No estudo de grandes extensões, como sucede nos levantamentos geodésicos ou nos levantamentos topográficos de precisão, não tão extensos quanto os geodésicos, mas que também exigem maior rigor na sua representação, é obrigatória a orientação em relação ao meridiano geográfico. Os levantamentos topográficos ordinários, abrangendo extensões relativamente reduzidas e de uso mais imediato, podem ser referidos ao meridiano magnético.

Diz-se que uma planta está devidamente orientada quando nela figura o traço do meridiano geográfico e/ou do meridiano magnético da região.

A direção dos meridianos é representada em planta por setas orientadas no sentido do norte, encimadas pelas letras NV ou NM se, respectivamente, for verdadeiro ou magnético. A agulha imantada em consequência da variação da componente horizontal do magnetismo terrestre não ocupa uma posição fixa nem definitiva. De acordo com a posição do observador na superfície terrestre, o meridiano magnético pode se situar diferentemente em relação ao verdadeiro, o mesmo se verificando em épocas diferentes em um mesmo lugar, isto devido a declinação magnética.

DECLINAÇÃO MÁGNÉTICA

Sabe-se por princípio da física que o globo terrestre desempenha influência, junto à agulha magnética, semelhante a de um grande imã. A agulha imantada, quando suspensa pelo seu centro de gravidade, orienta-se de tal modo que as suas extremidades se voltam para determinada direção, próxima à dos pólos geográficos, Figura 9.

Denomina-se *Declinação Magnética* ao ângulo formado pelas projeções dos traços dos meridianos verdadeiro (geográfico) e magnético no plano horizontal. A declinação é contada a partir da direção do norte verdadeiro (pólo norte geográfico) para o norte magnético, no sentido de leste ou do oeste, Figura 10. Ela é ocidental e positiva para oeste e oriental e negativa para leste. Para caracterização do sentido do sentido da declinação, a sua grandeza deve ser seguida das iniciais E ou W, ou dos sinais + ou -, como por exemplo: $15^{\circ} 36'$ E ou $-15^{\circ} 36'$.

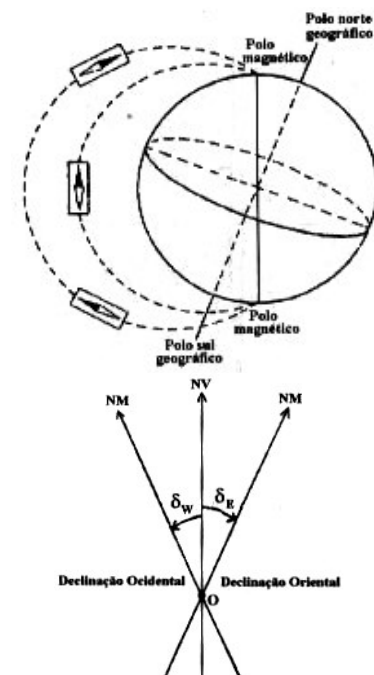


Figura 9: Campo magnético terrestre
Declinação magnética

Figura 10:

VARIAÇÕES DA DECLINAÇÃO MÁGNÉTICA

A variação da declinação magnética foi observada, pela primeira vez, segundo alguns historiadores, em 1492 por Cristóvão Colombo à leste do Arquipélago de Açores. Ao atravessar, nesta região meridiano de $3,5^{\circ}$, Colombo verificou que a bússola de sua embarcação, que vinha acusando declinação nordeste passou a indicar declinação noroeste.

A determinação da declinação magnética em vários pontos de uma região em períodos longos, possibilita constatar que ela varia tanto no espaço, variações geográficas, quanto no tempo, variações diurnas, mensais, anuais e seculares. Há que considerar, também, variações locais e acidentais.

Variações geográficas

As variações geográficas da declinação magnética são constatadas pela mudança de declinação entre pontos da superfície de diferentes coordenadas geográficas. Do mesmo modo que existem pontos de diferentes declinações, há pontos de mesma declinação, como outros onde a declinação é nula, o que significa a coincidência entre os meridianos geográfico e magnético.

Aos pontos de mesma declinação magnética em uma região e em determinada época denomina-se pontos *isógonos* ou *isogônicos*, enquanto os pontos onde a declinação é nula são pontos *agônicos*.

Variação diurna

Instalada uma bússola em um ponto qualquer, materializada a direção de um alinhamento no terreno a partir deste ponto, constata-se que a medida do azimute magnético desta direção em vários horários, no decorrer do dia, indicará variação no valor do azimute. Sabendo-se que a direção do meridiano verdadeiro é imutável, é claro que a declinação magnética varia durante o dia com o deslocamento da direção da agulha imantada.

No decorrer do dia, esta variação não é constante, oscilando a direção da agulha, em torno de uma direção média aproximada, para o nascente e para o poente. Constatase, também, que a intensidade desta variação cresce do amanhecer até atingir o máximo por volta do meio dia e decresce até novo mínimo nas últimas horas do dia. As curvas destas variações em um mesmo lugar têm aproximadamente a mesma forma, porém a amplitude da variação é mais intensa no verão, em decorrência de uma influência mais acentuada das manchas solares na sua passagem pelo meridiano do lugar.

Variações mensais e anuais

Repetindo estas observações diariamente durante um mês, a média dos valores das variações diárias determina a variação média mensal no local em questão. Dependendo das estações do ano, esta média de variação mensal não é constante, apresentando ligeiras variações no decorrer do ano. No entanto, representando a curva das variações mensais durante o ano em um sistema de eixos, pode-se concluir que o afastamento das suas ordenadas (valores médios mensais) em relação à reta que une suas extremidades, correspondentes a janeiro e dezembro, são de pequena relevância. Assim, é possível considerar no decorrer do ano esta variação proporcional ao tempo.

Aos pontos da superfície terrestre onde a variação anual da declinação magnética é a mesma, em uma mesma região e na mesma época, denomina-se de pontos *isóporos* ou *isopóricos*.

Variação secular

As variações médias anuais observadas em uma região possibilitam a constatação de que no decorrer dos séculos a variação da declinação é uma curva sinusoidal.

Segundo o Observatório Nacional do Rio de Janeiro, órgão responsável pelos estudos astronômicos no Brasil, a declinação magnética no Rio de Janeiro entre os anos de 1660 e esta data apresentou as seguintes variações: no ano de 1660 a declinação era oriental, crescendo para leste até atingir o máximo de 11°05'SE; daí em diante passou a decrescer e anulou-se em 1850 (agônica), quando tornou-se ocidental e em crescimento positivo com uma variação média anual de 8'W.

Mapas Magnéticos ou Cartas Isogônicas

Do que foi exposto sobre as variações da declinação magnética, concluiu-se que em uma mesma região e na mesma época existem pontos de igual declinação (pontos isogônicos), outros de mesma variação anual (pontos isopóricos) e pontos de declinação nula (pontos agônicos). Os lugares geométricos destes pontos da mesma natureza são denominados, respectivamente, de linhas isogônicas, isopóricas e agônicas.

O traçado destas linhas em uma carta constitui a carta isogônica ou magnética, como o Mapa Magnético do Brasil, Figura 11, geralmente elaborado pelo IBGE - Diretoria de Geodésia e Cartografia em parceria com outros órgãos.

Os mapas magnéticos são usados para a determinação da declinação magnética de qualquer ponto, seja em época anterior ou posterior à da sua confecção.

Para se determinar a declinação através dos mapas, deve-se realizar uma interpolação entre curvas consecutivas para obter o valor no local desejado. Esse valor refere-se à data do mapa. É necessário realizar a seguir uma interpolação no tempo em função da data em que se deseja e para isso dispõem-se no mapa das curvas *isopóricas*, que contêm linhas de igual variação anual da declinação.

Então, chamando de d a declinação magnética desejada, a mesma pode ser determinada através da fórmula:

$$d = d_0 + v \cdot (\Delta t)$$

em que:

d_0 - declinação magnética na data t_0 (anos), interpolada na carta de isogônicas;

v - variação anual da declinação para o local em questão, interpolada na carta de isopóricas;

Δt - tempo transcorrido a partir da data em que as cartas foram elaboradas (ano e fração).

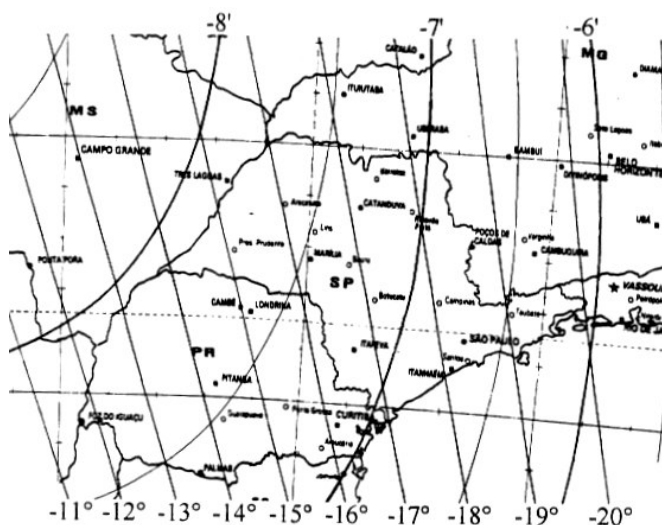


Figura 11: Mapa magnético do Brasil – 1990.

DECLINAÇÃO MAGNÉTICA

Apresentação

Muitas pessoas se surpreendem ao saber que uma bússola não aponta para o norte verdadeiro. De fato, na maior parte da superfície terrestre, a bússola aponta em direção a um ponto a leste ou oeste do Norte Verdadeiro (também conhecido como Norte Geográfico).

O núcleo da terra permanece em constante fusão gerando correntes de lava que fluem na camada mais externa do núcleo.

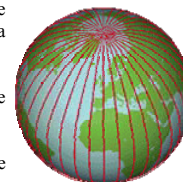


Estas correntes de material ferroso geram um campo magnético, mas os pólos deste campo não coincidem com os verdadeiros pontos norte e sul do eixo de rotação da Terra.

Este **Campo Geomagnético** pode ser quantificado por vetores de força como *Intensidade total*, *Intensidade vertical*, *Intensidade horizontal*, *Inclinação* e *Declinação*.

A Intensidade vertical e horizontal são componentes da Intensidade total. O ângulo do campo relativo ao solo nivelado é a *Inclinação*, que vale 90° no Pólo Norte Magnético. Finalmente, o ângulo formado pelo vetor da Intensidade horizontal com o Pólo Norte Geográfico é a *Declinação*.

O ponto para qual a agulha da bússola aponta é chamado de **Norte Magnético**, e o ângulo entre o Norte Magnético e a verdadeira direção norte (Norte Geográfico) é chamado **Declinação Magnética**.



O Norte Verdadeiro ou Norte Geográfico é o ponto para onde convergem os meridianos terrestres.

Estes pontos coincidem com o eixo de rotação da terra e representam os pontos de latitude 90° Norte e 90° Sul.

Declinação Magnética é o ângulo formado entre a direção do Norte Verdadeiro e a direção do Norte Magnético, em um determinado local da superfície terrestre; ângulo este, contado para leste (E) ou para oeste (W), a partir da direção do Norte Verdadeiro.

A Declinação Magnética varia em função de cada local da superfície terrestre, porque o magnetismo terrestre varia de um local para o outro. É por isso que ela não tem sempre o mesmo valor.

Além disso, o seu valor em cada local também não é constante, apresentando variações de ano para ano.

Ela pode ainda variar para leste (E) ou para oeste (W), em relação à direção do Norte Verdadeiro.

Varição Secular, Anual & Outras da Declinação Magnética

Secular

A Declinação Magnética não permanece constante no tempo. Os movimentos do *magma* na camada mais externa do núcleo da Terra (a parte metálica fundida que está entre 2.800 e 5.000 km abaixo da superfície da Terra) causa mudanças lentas no campo magnético da Terra ao longo do tempo. Esta alteração é conhecida como Varição Secular da Declinação Magnética.

Infelizmente, não podemos aplicar as correções da variação secular da declinação na maioria dos mapas de uma maneira simples, pois a variação secular tem um comportamento errático que é impossível de prever.

Diária

A Variação Diária do **Norte Magnético** (e, por conseguinte, a Declinação Magnética) nas proximidades de sua posição média tem uma causa completamente diferente.

Se o campo magnético da Terra for medido continuamente (como é feito normalmente em um Observatório Magnético), observa-se que este valor flutua durante o dia, às vezes lentamente, às vezes rapidamente.

A causa destas flutuações é o **Sol**. O Sol constantemente emite partículas carregadas que ao encontrar o campo magnético da Terra, causam correntes elétricas na atmosfera superior.

Estas correntes elétricas perturbam o campo magnético e resultam em uma troca temporária da posição do **Norte Magnético**. A distância e velocidade destes deslocamentos dependem da natureza das perturbações no campo magnético.

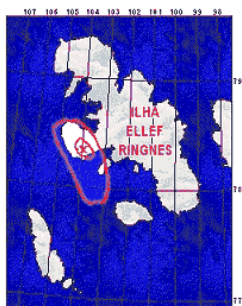
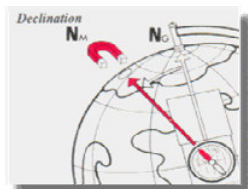


Figura 19: VARIAÇÕES DE POSIÇÃO DO NORTE MAGNÉTICO AO LONGO DO TEMPO
POSIÇÃO ATUAL DO PNM = 79,8°N e 107,0°W
NA ILHA ELLEF RINGNES-CANADÁ

Localização

Cada posição na Terra tem uma Declinação Magnética específica. A mudança de seu valor ao longo de um caminhar na superfície terrestre é uma função complexa. Se alguém se desloca na superfície terrestre ao longo de uma linha de igual declinação (**isogônica**), perceberá pouca ou nenhuma variação ao longo de quilômetros. Porém, em latitudes altas, ou próximo a **anomalias magnéticas**, a declinação pode mudar até um grau por quilômetro. A atualização constante do curso é essencial

Os Nortes (e suas diferenças)

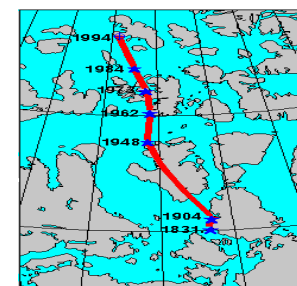


Na verdade, como podemos perceber pela figura, existem dois pólos nortes! O verdadeiro se pode dizer assim, é o PNG (Pólo Norte Geográfico). Este está sempre lá no "topo" do mundo. Não há nenhum marco natural do terreno que o indique para quem passar por lá. Na verdade nem mesmo há um terreno. O PNG fica bem na calota de gelo sobre o mar ártico. Se você abrir um buraco no "chão", irá apenas encontrar gelo, gelo... e mais gelo. Até que, de repente, dará com a água do mar. E mais nada. Pode-se passar pelo PNG sem nem perceber que ele existe.

Já o PNM (Pólo Norte Magnético) é algo bem diferente. Lá também não há nenhum marco natural para indicar sua posição. E se alguém colocou um por lá, é bom que tenha rodinhas, por que o PNM se move! E a uma velocidade de 15 quilômetros por ano!

Para se identificar exatamente a posição do PNM você precisaria de uma bússola especial, uma agulha magnética montada sobre um sistema cardã. Uma bússola cuja agulha, além de girar, pudesse apontar diretamente para baixo ou para cima. Pois é diretamente na vertical que a agulha da bússola fica, se estivermos exatamente no PNM! Aliás, é assim que os cientistas o localizam.

Onde fica o PNM? Bem, não é sempre que os governos enviam uma expedição para "caçar" o PNM. A última foi em 1994, liderada por dois cientistas: Larry Newitt (canadense) e Charles Barton (australiano). Eles "encontraram" o PNM na Península Noice, a sudoeste da Ilha Ellef Regnes. As coordenadas do **ponto médio** eram 79,8°e 107,0°W (em meados de 1999), a cerca de 1.140 km do PNG!



Ponto Médio?

Figura 20: Localização do PNM

Sim. Porque além do movimento anual do PNM ele tem, também, um movimento diário, cuja amplitude varia com as atividades magnéticas do Sol.

Na figura abaixo, existem dois círculos vermelhos. O de dentro, mostra o movimento médio diário do PNM. O maior indica-nos o quanto o PNM pode mover-se num único dia, quando o sol "está com a macaca"!

Olhe bem para esta última figura. Os traços pretos que sobem são os **Meridianos**. Os meridianos vão de um pólo **geográfico** a outro. Se você estiver no mesmo meridiano que o PNM, a agulha de sua bússola estará apontando, coincidentemente, para o PNG, também. O meridiano passa por ambos. Mas, imagine que você esteja em um barco, nos vértices das linhas amarelas ou roxas (pontos 1 ou 2). Sua bússola irá apontar para o PNM, e não para o PNG. Este desvio angular tem o

nome de **Declinação Magnética**. Repare, ainda, que os traços amarelos (no ponto 1) formam um ângulo diferente do formado no ponto 2. Isto significa que a declinação magnética é diferente em cada ponto do planeta. É por causa da declinação que é importante sabermos que os dois pólos norte não estão no mesmo lugar.

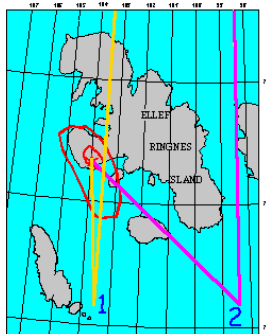


Figura 21: Declinação Magnética

Uso da Declinação Magnética

A variação anual da **Declinação Magnética** tem importância na leitura e orientação de um mapa. Junto com a variação geográfica (latitudes e longitudes diferentes possuem declinações magnéticas diferentes) são elementos importantes para o usuário de um mapa.

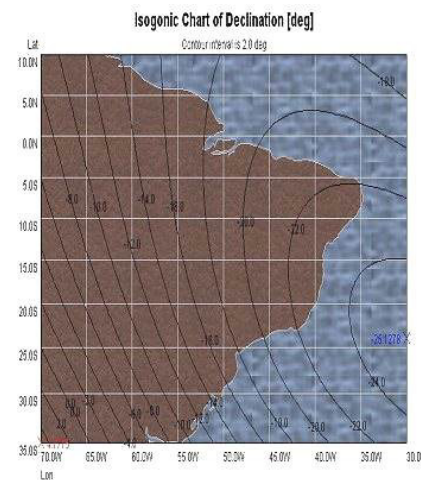


Figura 22: Mapa de Declinação Magnética - Brasil

Para executar uma navegação precisa, podemos utilizar Mapas com Meridianos Magnéticos e não Geográficos ou Bússolas Compensadas (corrigidas da Declinação). Estas duas maneiras promovem correções particulares e que têm ação limitada em tempo e espaço.

A melhor maneira para compensar a Declinação Magnética quando usar um mapa é o cálculo matemático usando um programa específico ou na impossibilidade de utilizá-lo, com auxílio de **Cartas Isogônicas e Isopóricas**.

Para o estudo destas variações, o Observatório Nacional do Rio de Janeiro publica em seu anuário um mapa do país com o traçado das **isopóricas** (lugar geométrico das regiões com mesma variação anual da declinação magnética) e **isogônicas** (lugar geométrico das regiões com mesma declinação magnética).

A Declinação Magnética é usada para transformação dos rumos ou azimutes magnéticos em rumos ou azimutes geográficos. Os rumos ou azimutes magnéticos são obtidos com bússolas em campo.

8.6 - Cálculo da Declinação Magnética

$DM = Cig + [(A + Fa) Cip]$, sendo:

DM = Declinação Magnética;
Cig = Curva Isogônica (valor interpolado);
A = Ano de Observação
Fa = Fração do Ano (ver tabela)

Fração do Ano	
01 Jan a 19 Jan	.0
20 Jan a 24 Feb	.1
25 Feb a 01 Abr	.2

02 Abr a 07 Mai	.3
08 Mai a 13 Jun	.4
14 Jun a 19 Jul	.5
20 Jul a 25 Ago	.6
26 Ago a 30 Set	.7
01 Out a 06 Nov	.8
07 Nov a 12 Dez	.9
13 Dez a 31 Dez	1.0

Exemplo,
Cálculo para Campo Grande (MS) em 24/Set/2004

$$DM = -14^{\circ} 37' + [(4 + 0.7)(-8.96')]$$

$$DM = -14^{\circ} 37' -42'$$

$$DM = -15^{\circ} 19'$$

Cálculo da Declinação Magnética (simplificado)

Saiba como fazer os cálculos da declinação magnética de uma certa região. Veja as ilustrações :



- NM - Norte Magnético
- NV- Norte Verdadeiro ou Norte Geográfico

Estas figuras indicam uma certa declinação. O norte magnético está a uma certa distancia, medida em graus, que indica a declinação.

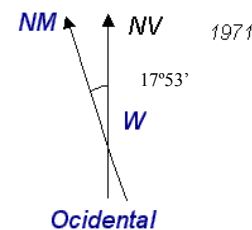
Preparar ou Declinar a Bússola:

Para isto você deve esta com um mapa da região que queira saber a declinação e fazer a atualização.

1. Veja o ano da ultima declinação no mapa
2. veja quantos graus cresce a declinação por ano
3. Observe se é Ocidental ou Oriental
4. Verifique a declinação anual do mapa

Veja um exemplo

Num certo mapa você encontrou os seguintes dados:



Para fazer a atualização para o ano 2003:

$$\begin{array}{r} 2003 \\ 1971 \\ \hline 0032 \end{array} \quad \text{Anos}$$

Encontrado quantos anos se passaram desde a ultima atualização, verifica-se os graus durante esses anos numa simples regra de três:

$$1 \text{ ano} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad \text{cresce } 8'$$

$$32 \text{ anos} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad X$$

$$X = 256'$$

$$X = 256' \text{ ou } 4^{\circ} 16'$$

Agora pega-se os graus que vem no mapa e faz a seguinte conta:

17°53' declinação anual antiga (do mapa)	<u>Para declinação Ocidental</u>
+ 04°16'	360° = 359° 60' w
22° 09'	- 22° 09'
ou 22°09' declinação anual atual	337° 51'

O mesmo ocorre para a declinação Oriental.

Em todas as cartas impressas pelo IBGE, no canto inferior direito, encontraremos uma figura no qual possuem as seguintes informações:

- 1 - a declinação entre o Norte Magnético e o Geográfico e o ano de referência.
- 2 - a taxa com que varia tal declinação.
- 3 - o nome da folha topográfica.

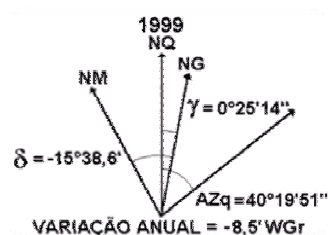
Usando estas informações, podemos calcular a declinação magnética atual. Sabemos que (neste caso) ela cresce 8' anualmente, portando, desde 1977 até hoje (2003) ela já cresceu $(2003-1977) \times 8' = 208'$, que dividido por 60 dá $3,46667^\circ$ ou seja $3^\circ 28'$.

Assim, hoje, a declinação magnética é de $18^\circ 41' + 3^\circ 28' = 22^\circ 09'$.

Desta forma, mesmo usando um mapa antigo, podemos ainda atualizar parte das informações que ele contém.

NOTA: A parte dos minutos foi obtida assim: $0,46667^\circ \times 60 = 28'$ (se quiser em segundos, multiplique por 60 de novo $0,46667^\circ \times 60 \times 60 = 1680''$).

8.6.2 - Cálculos com o apoio da Declinação Magnética



Para exemplificar o cálculo de um Azimute Magnético baseado nas informações de Declinação Magnética existentes na legenda de um mapa, veja ao lado, a figura representativa de um esquema de orientação de um mapa qualquer e com os dados fornecidos obter :

Azimute Magnético em 2000,5
Azimute Geográfico

PASSO 1

Atualizando o valor da declinação magnética em 2000,5, temos diferença em anos que multiplica a Variação anual :

$$\text{Variação}_{2000,5-1999} = (2000,5 - 1999) \cdot (-8,5') = -12,75'$$

PASSO 2

A declinação magnética em 2000,5 é igual a declinação de 1999 mais a variação até 2000,5:

$$\delta_{1999} = (-15^\circ 38,6') + (-12,75') = -15^\circ 51,4'$$

PASSO 3

O Azimute Geográfico será o azimute da quadrícula menos a Convergência Meridiana:

$$AZg = AZq - \gamma = 40^\circ 19' 51'' - 0^\circ 25' 14'' = 39^\circ 54' 37''$$

PASSO 4

O Azimute Magnético em 2000,5 será o Azimute Geográfico mais a Declinação Magnética:

$$Azm_{2000,5} = AZg + \delta_{1999} = 39^\circ 54' 37'' + 15^\circ 51' 24'' = 55^\circ 46' 01''$$

CÁLCULO DA DECLINAÇÃO MAGNÉTICA, OUTRO EXEMPLO

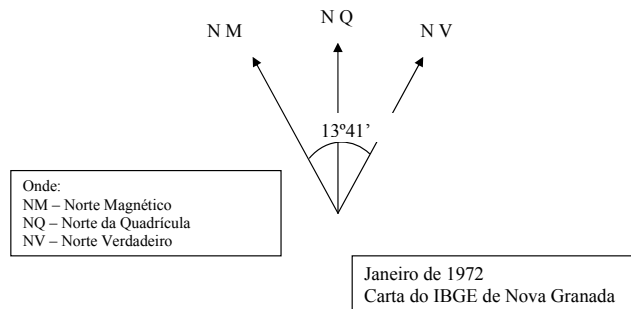
Declinação Magnética: é o ângulo formado entre o *meridiano verdadeiro* (norte/sul verdadeiro) e o *meridiano magnético* (norte/sul magnético) de um lugar. Este ângulo varia de lugar para lugar e também varia num mesmo lugar com o passar do tempo. Estas variações denominam-se *seculares*. Atualmente, para a determinação das *variações seculares* e da própria *declinação magnética*, utilizam-se fórmulas específicas (disponíveis em programas de computador específicos para Cartografia).

A variação anual da declinação magnética é de 09'W (nove minutos oeste)

Para calcular a Dec. Mag. Têm de encontrar uma carta do IBGE onde estará anotada a declinação magnética para o ano de produção da carta.

Conte quantos meses e anos decorreram desde a produção da carta. E somar este valor em graus minutos segundos para obter a declinação magnética atualiza.

Por Exemplo:



Exemplo para Dezembro de 2002:

Tempo percorrido → Dezembro de 2002

Março = mês 12, conte como mês 11, pois o mês de dezembro é o corrente

$$2001, \frac{11}{12} = 2001,91$$

$$\text{Janeiro de 1972} = 1971, \frac{0}{12} = 1971$$

Tempo percorrido = 2001,91 – 1971,00

Tempo percorrido = 30,91 anos

Variação = 30,91 x 09'w = 278,19' w

$$\frac{278,19'}{60} = 4,6365^\circ$$

0,6365° corresponde a 38,19' (1 grau corresponde a 60 minutos, fazendo uma regra de três, temos que 0,6365 graus é igual a 38,19 minutos), ou seja, multiplica-se 0,6365 por 60.

0,19' = 11,4 segundos (multiplicando 0,19 por 60), portanto temos a variação da declinação magnética para a carta de Nova Granada em Dezembro de 2002

correspondente a: 4° 38' 11,4"

A declinação magnética será então:

$$4^\circ 38' 11,4'' + 13^\circ 41' = 18^\circ 19' 11,4''$$

DETERMINAÇÃO DO NORTE VERDADEIRO (MERIDIANO GEOGRÁFICO)

Vários são os processos para determinação do meridiano geográfico: por observações astronômicas e por processos gráficos.

Entre os processos astronômicos, baseados todos eles na observação de um astro com um teodolito, destaca-se: o das alturas correspondentes, o da observação do astro na passagem pelo meridiano e o da observação do astro em uma posição qualquer.

Entre estes processos, o mais usado em topografia é o das alturas correspondentes, em virtude de apresentarem resultados perfeitamente aceitáveis nos trabalhos topográficos comuns, embora menos precisos que os demais processos astronômicos, mais rigorosos e, por isso, os únicos que satisfazem à Geodésia.

O processo das alturas correspondentes está fundamentado no fato do astro, seja o sol ou uma estrela, ao percorrer sua órbita, atingir a mesma altura (ângulo vertical) em relação ao ponto de observação em posições simétricas à da sua passagem no meridiano local.

Nas observações astronômicas, são usados teodolitos de precisão que permitem leituras diretas de 1" nos Limbos horizontal e vertical.

Entre os processos gráficos, o do estilete ou das sombras, baixa precisão, embora baseado nos mesmos princípios das alturas correspondentes. Enquanto que o dos mapas magnéticos determina indiretamente o meridiano geográfico por meio do cálculo da declinação magnética local.

Método das Alturas Correspondentes do Sol

Antes de iniciar o trabalho, com a finalidade de proteger a vista do observador contra os raios solares, capazes de provocarem sérias lesões no globo ocular, se o Sol for visado diretamente com as lentes de aumento do teodolito, adaptam-se vidros escuros (acessórios do teodolito) na frente da ocular ou, na falta deles, obscurece-se a objetiva com a fumaça da chama de uma vela.

Pela manhã, estaciona-se o teodolito em um ponto topográfico devidamente materializado no terreno e, após calar e orientar corretamente o teodolito, bloqueia-se o parafuso de pressão do movimento geral. Liberta-se o movimento da alidade, visa-se um alvo distante (ponto de ré, visada para zerar o ângulo horizontal), prende-se este movimento e com o parafuso de chamada da alidade, promove-se a colimação perfeita. (nivelamento dos limbos)

Em seguida, sempre com o parafuso de pressão geral apertado e manejando os parafusos de pressão e de chamada da alidade, faz-se uma série de visadas ao Sol, no mínimo duas, anotando-se em cada visada a hora t da observação, o ângulo horizontal α e o ângulo vertical de altura i (ou zenital z). Efetuando-se três visadas, entre 9 e 11 horas da manhã, por exemplo, serão anotados: t_1, α_1 e i_1 na primeira, t_2, α_2 e i_2 na segunda, t_3, α_3 e i_3 na terceira, e assim por diante, até o final das leituras.

Como o Sol em alturas iguais (mesmo ângulo vertical) ocupa posições simétricas em relação ao seu ponto de culminação ou de passagem pelo meridiano,

correspondente ao meio-dia aproximadamente, mantém-se o círculo vertical do teodolito, registrando o mesmo ângulo lido na última visada. Ao se aproximar a hora simétrica de t_3 , i_3 , por exemplo, já no período da tarde, ou seja $t_4 = 24 - t_3$, faz-se nova visada e anota-se t_4 , α_4 e i_4 ; nas horas t_5 e t_6 , respectivamente simétricas de t_2 e t_1 , faz-se as leituras dos ângulos horizontais α_5 e α_6 com os ângulos verticais iguais a i_2 e i_1 .

A título de verificação, faz-se nova visada ao alvo reparo (visada de ré), cujo ângulo horizontal foi zerado, que deverá estar de novo indicando 0° , caso contrário a medição pode estar errada.

Em virtude da dificuldade em colimar com exatidão o centro do disco solar, deve-se visar o Sol tangenciando-o com os fios do retículo (Fig. 12). Pela manhã, o vertical tangência o lado direito do disco e à tarde o lado esquerdo ou vice-versa, enquanto o fio horizontal deve tangenciar sempre a parte inferior ou a superior do disco. Nestas condições, na primeira visada o ângulo horizontal estaria aumentado do erro $+e$, na segunda de $-e$, ambos iguais ao semi-diâmetro do Sol, e que são anulados no círculo do ângulo horizontal médio.

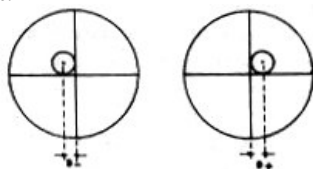


Figura 12: visada do Sol tangenciando os fios do retículo.

O ângulo horizontal do meridiano geográfico, correspondente à sua declinação magnética, será a média dos ângulos horizontais das observações:

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 + \alpha_5 + \alpha_6}{6}$$

E assim de posse de uma bússola pode-se apontar o teodolito para o ângulo encontrado e com a linha de fê da bússola alinhada no sentido do ângulo encontrado registra-se a declinação magnética no local fazendo-se a leitura no limbo da bússola na posição que a agulha aponta.

Método das Alturas Correspondentes de uma Estrela

A sua execução é idêntica ao processo das alturas correspondentes do Sol, isto é, por meio de observações para uma estrela em horas simétricas em relação à sua passagem no meridiano, com a diferença da colimação ser feita no ponto imagem da estrela, vista no campo visual da luneta. Para a execução deste processo, o teodolito ter de contar com um dispositivo para a iluminação dos círculos graduados e do retículo.

Por Meio de Mapas Magnéticos

Com o auxílio de um Mapa magnético, o meridiano geográfico tem sua direção determinada por intermédio do cálculo da declinação magnética. Da forma que já foi descrita anteriormente, através de interpolação das curvas isogônicas e isopóricas.

Conhecida a declinação magnética, assinala-se a direção do meridiano geográfico, no terreno, da seguinte maneira: com o teodolito estacionado em um ponto A visa-se na direção do norte magnético com o limbo horizontal assinalando 0° ; se a declinação é W, por exemplo, imprime-se uma rotação na luneta em torno do eixo vertical do valor do ângulo da declinação no sentido E e assinala-se o ponto B no terreno e o alinhamento AB terá a direção do meridiano geográfico. Se a declinação magnética for para E o ângulo é lançado no terreno na direção contrária, ou seja W.

Método do Estilete ou da Sombra do Sol

O processo do estilete, também conhecido como processo da sombra do Sol, é de baixa precisão, servindo apenas para quando se trabalha com equipamentos mais rudimentares.

Consiste no seguinte: sobre um dos lados do perímetro, ou sobre uma linha cuja posição tenha ficado bem determinada na planta escolhe-se uma superfície plana e horizontal de um terreno úmido e limpo. Aí crava-se, verticalmente, uma vara de aproximadamente 2m de altura, sendo que devemos verificar, com auxílio de um fio de prumo, se ela está bem na vertical.

Com auxílio de um barbante resistente, fazendo-se centro no pé da vara, traçados no chão, dois ou mais arcos de círculos concêntricos, Figura 13.

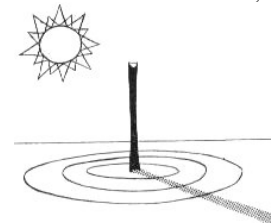


Figura 13

Depois disto feito, pela manhã, num dia de céu bem limpo, observa-se a sombra e marca-se os pontos 1, 2 e 3, no momento em que a extremidade da sombra da vara encontra cada um dos arcos de círculos traçados no terreno. Faz-se, do mesmo modo, quando o sol se encontrar do lado ocidental, marcando-se os pontos 3, 2 e 1. Esses pontos correspondem às diversas leituras do sol (Fig. 14). Para facilidade de determinação desses pontos, coloca-se na parte superior da vara uma moeda com um pequeno orifício no centro, para melhor distinguir a extremidade da sombra, que terminará em razão da moeda perfurada, por um disco luminoso. Esses pontos são materializados no terreno, com auxílio de pregos enterrados no solo, e em seguida determinamos o meio das distâncias 1-1, 2-2 e 3-3, que serão também marcadas no terreno, e que ligadas darão a direção da bissetriz dos ângulos $\angle O1, \angle O2$ e $\angle O3$, que representa a interseção do meridiano geográfico com o plano horizontal.

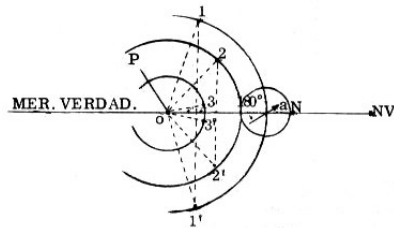


Figura 14

Se esses pontos 1, 3 e 2, não ficarem sobre a reta do pé da vara, deve-se determinar o alinhamento médio desses pontos com a vara, para termos então a direção do meridiano geográfico do local. Assim, determinada a direção da linha N-S verdadeira marca-se, no terreno, com duas estacas tacheadas, e esticamos entre elas um fio de barbante, anotando a direção do norte, para evitar qualquer confusão. Em seguida, colocamos por baixo do barbante que materializa a direção N-S verdadeira uma bússola de mão, de maneira que a sua linha de fê coincida com o barbante ou lhe fique paralela.

Soltando a agulha imantada que, depois de algumas oscilações, tomará a direção do meridiano magnético do lugar, e o ângulo indicado pela ponta Norte da agulha, no limbo da bússola, será o valor da declinação magnética do local.

Este processo pode também ser feito sobre uma mesa de desenho, posta horizontalmente, sobre a qual se coloca um estilete vertical.

MEDIDAS ANGULARES

Em relação aos ângulos medidos em Topografia, pode-se classificá-los em:

Ângulos Horizontais

Os ângulos horizontais medidos em Topografia podem ser:

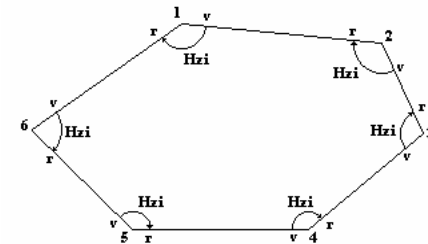
a) Internos

Para a medida de um *ângulo horizontal interno* a dois alinhamentos consecutivos de uma poligonal fechada, o aparelho deve ser estacionado, nivelado e centrado com perfeição, sobre um dos pontos que a definem (o prolongamento do eixo principal do aparelho deve coincidir com a tachinha sobre o piquete).

Assim, o método de leitura do referido ângulo, utilizando um teodolito eletrônico ou uma estação total, consiste em:

- Executar a pontaria (fina) sobre o *ponto a vante* (primeiro alinhamento);
- Zerar o círculo horizontal do aparelho nesta posição (procedimento padrão $\rightarrow H_z = 000^\circ 00' 00''$);
- Liberar e girar o aparelho (sentido horário ou anti-horário), executando a pontaria (fina) sobre o *ponto a ré* (segundo alinhamento);
- Anotar ou registrar o ângulo (**H_{zi}**) marcado no visor LCD que corresponde ao *ângulo horizontal interno* medido.

A figura a seguir ilustra os ângulos horizontais internos medidos em todos os pontos de uma poligonal fechada.



A relação entre os ângulos horizontais internos de uma poligonal fechada é dada por:

$$\sum H_{zi} = 180^\circ \cdot (n - 2)$$

Onde n representa o número de pontos ou estações da poligonal.

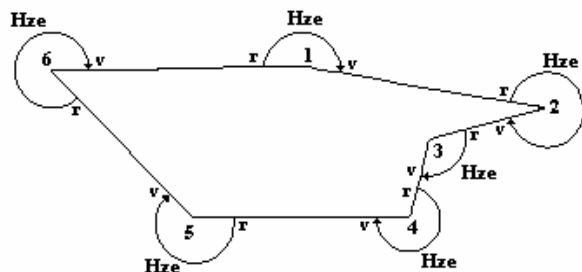
b) Externos

Para a medida de um *ângulo horizontal externo* a dois alinhamentos consecutivos de uma poligonal fechada, o aparelho deve ser estacionado, nivelado e centrado com perfeição, sobre um dos pontos que a definem (o prolongamento do eixo principal do aparelho deve coincidir com a tachinha sobre o piquete).

Assim, o método de leitura do referido ângulo, utilizando um teodolito eletrônico ou uma estação total, consiste em:

- Executar a pontaria (fina) sobre o *ponto a ré* (primeiro alinhamento);
- Zerar o círculo horizontal do aparelho nesta posição (procedimento padrão $\rightarrow H_z = 000^\circ 00' 00''$);
- Liberar e girar o aparelho (sentido horário ou anti-horário), executando a pontaria (fina) sobre o *ponto a vante* (segundo alinhamento);
- Anotar ou registrar o ângulo (**H_z**) marcado no visor LCD que corresponde ao *ângulo horizontal externo* medido.

A figura a seguir ilustra os ângulos horizontais externos medidos em todos os pontos de uma poligonal fechada.



A relação entre os ângulos horizontais externos de uma poligonal fechada é dada por:

$$\Sigma H_{ze} = 180^\circ \cdot (n + 2)$$

Onde n representa o número de pontos ou estações da poligonal.

Os ângulos horizontais *internos* e *externos* variam de 0° a 360° .

c) Deflexão

A *deflexão* é o *ângulo horizontal* que o alinhamento à vante forma com o prolongamento do alinhamento à ré, para um aparelho estacionado, nivelado e centrado com perfeição, em um determinado ponto de uma poligonal. Este ângulo varia de 0° a 180° . Pode ser *positivo*, ou *à direita*, se o sentido de giro for *horário*; *negativo*, ou *à esquerda*, se o sentido de giro for *anti-horário*.

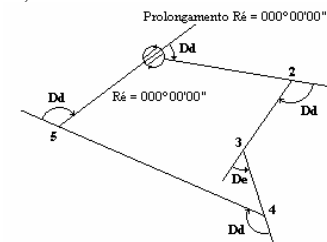
Assim, para a medida da *deflexão*, utilizando um teodolito eletrônico ou uma estação total, procede-se da seguinte maneira:

Tombando a Luneta

- Executar a pontaria (fina) sobre o *ponto a ré* (primeiro alinhamento);
- Zerar o círculo horizontal do aparelho nesta posição (procedimento padrão $\rightarrow H_z = 000^\circ 00' 00''$);
- Liberar somente a luneta do aparelho e tombá-la segundo o prolongamento do primeiro alinhamento;
- Liberar e girar o aparelho (sentido horário ou anti-horário), executando a pontaria (fina) sobre o *ponto a vante* (segundo alinhamento);

- Anotar ou registrar o ângulo (**H_z**) marcado no visor LCD que corresponde à *deflexão* medida.

A figura a seguir ilustra as deflexões medidas em todos os pontos de uma poligonal fechada, tombando a luneta.



A relação entre as deflexões de uma poligonal fechada é dada por:

$$\Sigma D_d - \Sigma D_e = 360^\circ$$

A relação entre as deflexões e os ângulos horizontais internos de uma poligonal fechada é dada por:

$$D_e = H_{zi} - 180^\circ$$

para $H_{zi} > 180^\circ$

e

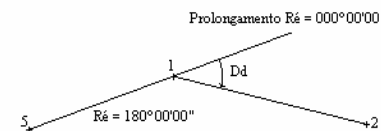
$$D_d = 180^\circ - H_{zi}$$

para $H_{zi} < 180^\circ$

Girando o Aparelho

- Executar a pontaria (fina) sobre o *ponto a ré* (primeiro alinhamento);
- Imputar ao círculo horizontal do aparelho, nesta posição, um ângulo $H_z = 180^\circ 00' 00''$;
- Liberar e girar o aparelho (sentido horário ou anti-horário), executando a pontaria (fina) sobre o *ponto a vante* (segundo alinhamento);
- Anotar ou registrar o ângulo (**H_z**) marcado no visor LCD que corresponde à *deflexão* medida.

A figura a seguir ilustra a deflexão medida em um dos pontos de uma poligonal fechada, girando o aparelho.



Nos levantamentos topográficos, a escolha do tipo de ângulo horizontal que será medido depende do projeto e, a medida destes ângulos, constitui-se numa das suas maiores fontes de erro.

Assim, para evitar ou mesmo eliminar erros concernentes às *imperfeições do aparelho*, à *pontaria* e *leitura* daqueles ângulos, utilizam-se métodos em que se

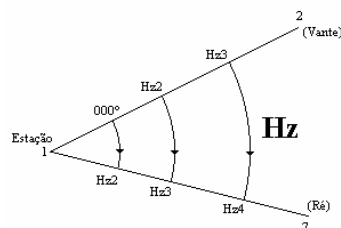
realizam mais de uma medição do ângulo horizontal para um mesmo ponto de poligonal. São eles:

a) Método da Repetição

Segundo ESPARTEL (1977) e DOMINGUES (1979) este método consiste em visar, sucessivamente, os alinhamentos a vante e a ré de um determinado ponto ou estação, fixando o ângulo horizontal lido e tomando-o como partida para a medida seguinte.

Assim como indicado na figura a seguir:

- A luneta do aparelho é apontada para o ponto a vante (pontaria fina) e o círculo horizontal do mesmo é zerado;
- Em seguida, o aparelho é liberado e a luneta é apontada (pontaria fina) para o ponto a ré;
- O ângulo horizontal resultante é anotado ou registrado;
- O aparelho é liberado e a luneta é novamente apontada para o ponto a vante;
- O ângulo de partida utilizado neste momento para a segunda medida do ângulo horizontal não é mais zero, e sim, o ângulo anotado ou registrado anteriormente;
- Libera-se novamente o aparelho e aponta-se para o ponto a ré;
- Um novo ângulo horizontal é anotado ou registrado.
- O processo se repete um certo número n de vezes.



A este processo de medir sucessivamente várias vezes o mesmo ângulo horizontal denomina-se *série de leituras*.

As *séries* são compostas, normalmente, de 3 a 8 leituras, dependendo da precisão exigida para o levantamento.

O valor final do ângulo horizontal, para os alinhamentos medidos, é dado pela seguinte relação:

$$Hz = \frac{Hz_n - Hz_1}{(n - 1)}$$

Onde:

Hz_n: é a última leitura do ângulo horizontal (na ré).

Hz₁: é a leitura do primeiro ângulo de partida utilizado (na vante).

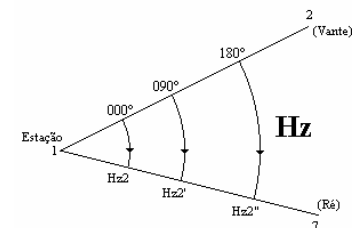
n: número de leituras efetuadas.

b) Método da Reiteração

Ainda segundo ESPARTEL (1977) e DOMINGUES (1979) este método consiste em visar, sucessivamente, os alinhamentos a vante e a ré de um determinado ponto ou estação, tomando como partida para a medida do ângulo horizontal intervalos regulares do círculo.

Assim como indicado na figura a seguir:

- A luneta do aparelho é apontada para o ponto a vante (pontaria fina) e o círculo horizontal do mesmo é zerado;
- Em seguida, o aparelho é liberado e a luneta é apontada (pontaria fina) para o ponto a ré;
- O ângulo horizontal resultante é anotado ou registrado;
- O aparelho é liberado e a luneta é novamente apontada para o ponto a vante;
- O ângulo de partida utilizado neste momento para a segunda medida do ângulo horizontal deve ser diferente de zero e inteiro. (ex.: 090°00'00", 180°00'00", 270°00'00");
- Libera-se novamente o aparelho e aponta-se para o ponto a ré;
- Um novo ângulo horizontal é anotado ou registrado.
- O processo se repete um certo número n de vezes, até que o ângulo tenha sido medido em todos os quadrantes do círculo.



O valor final do ângulo horizontal, para os alinhamentos medidos, é dado pela seguinte relação:

$$Hz = \frac{\Sigma(Hz_2 - Hz_1)}{n}$$

Onde:

Hz₂: é a leitura do ângulo horizontal (na ré).

Hz₁: é o ângulo horizontal de partida utilizado (na vante).

n: número de leituras efetuadas na vante.

Ângulos Verticais

Como descrito anteriormente, a medida dos ângulos verticais, em alguns aparelhos, poderá ser feita da seguinte maneira:

a)Com Origem no Horizonte

Quando recebe o nome de *ângulo vertical* ou *inclinação*, variando de 0° a 90° em direção *ascendente* (acima do horizonte) ou (abaixo do horizonte).

b)Com Origem no Zênite ou no Nadir

Quando recebe o nome de *ângulo zenital* ou *nadiral*, variando de 0° a 360° .

As relações entre o *ângulo zenital* e o *vertical* são as seguintes:

Ângulo Zenital	Inclinação	Direção
$000^\circ < V \leq 090^\circ$	$\alpha = 90^\circ - V$	Ascendente
$090^\circ < V \leq 180^\circ$	$\alpha = V - 90^\circ$	Descendente
$180^\circ < V \leq 270^\circ$	$\alpha = 270^\circ - V$	Descendente
$270^\circ < V \leq 360^\circ$	$\alpha = V - 270^\circ$	Ascendente

MÉTODOS DE LEVANTAMENTO PLANIMÉTRICOS

MÉTODOS DE LEVANTAMENTOS PLANIMÉTRICOS

Nos itens anteriores foram descritos os métodos e equipamentos utilizados na medição de distâncias e ângulos durante os levantamentos topográficos.

Estes levantamentos, porém, devem ser empregados obedecendo certos critérios e seguindo determinadas etapas que dependem do *tamanho da área*, do *relevo* e da *precisão* requerida pelo projeto que os comporta.

Na sequência, portanto, serão descritos os *métodos de levantamentos planimétricos* que envolvem as fases de:

- Reconhecimento do Terreno
- Levantamento da Poligonal
- Levantamento das Feições Planimétricas
- Fechamentos, Área, Coordenadas
- Desenho da Planta e Memorial Descritivo

LEVANTAMENTO POR IRRADIAÇÃO

O *Método da Irradiação* também é conhecido como método da *Decomposição em Triângulos* ou das *Coordenadas Polares*.

É empregado na avaliação de *pequenas superfícies* relativamente *planas*, com boa visibilidade entre os limites do terreno.

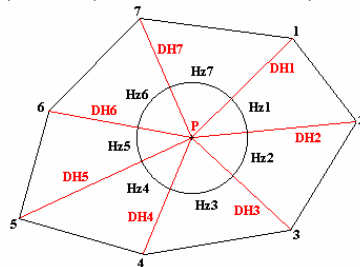
Uma vez demarcado o contorno da superfície a ser levantada, o método consiste em localizar, estrategicamente, um ponto (**P**), dentro ou fora da superfície demarcada, e de onde possam ser avistados todos os demais pontos que a definem.

Assim, deste ponto (**P**) são medidas as distâncias aos pontos definidores da referida superfície, bem como, os ângulos horizontais entre os alinhamentos que possuem (**P**) como vértice.

A medida das distâncias poderá ser realizada através de método direto, indireto ou eletrônico e a medida dos ângulos poderá ser realizada através do emprego de teodolitos óticos ou eletrônicos.

A precisão resultante do levantamento dependerá, evidentemente, do tipo de dispositivo ou equipamento utilizado.

A figura a seguir ilustra uma superfície demarcada por sete pontos com o ponto (**P**) estrategicamente localizado no interior da mesma. De (**P**) são medidos os ângulos horizontais (Hz1 a Hz7) e as distâncias horizontais (DH1 a DH7).



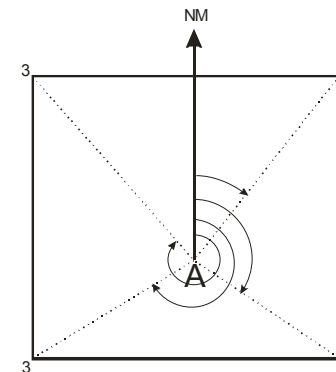
De cada triângulo (cujo vértice principal é **P**) são conhecidos dois lados e um ângulo. As demais distâncias e ângulos necessários à determinação da superfície em questão são determinados por relações trigonométricas.

Este método é muito empregado em projetos que envolvem *amarração de detalhes* e na *densificação do apoio terrestre para trabalhos topográficos e fotogramétricos*.

$$\frac{b^2}{a^2} + \frac{c^2}{a^2} = 1$$

$$\left(\frac{b}{a}\right)^2 + \left(\frac{c}{a}\right)^2 = \frac{b^2}{a^2} + \frac{c^2}{a^2} = \frac{b^2 + c^2}{a^2} = \frac{a^2}{a^2} = 1$$

EXEMPLO

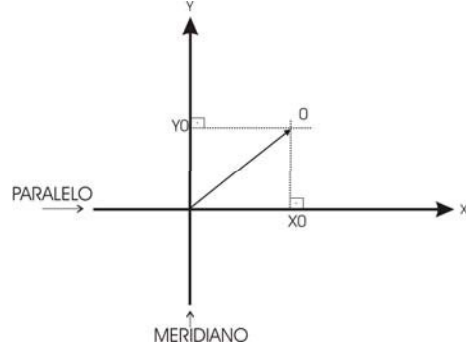


PONTO A – TEODOLITO COM BÚSSOLA
(OU VÉRTICE COM COORDENADAS CONHECIDAS)

ponto A – X=10m; Y = -15m			
PONTOS		AZ.D	DISTÂNCIA
A	0	75°30'	25,50m
A	1	136°20'	40,00m
A	2	212°19'	33,20m
A	3	315°34'	24,00m

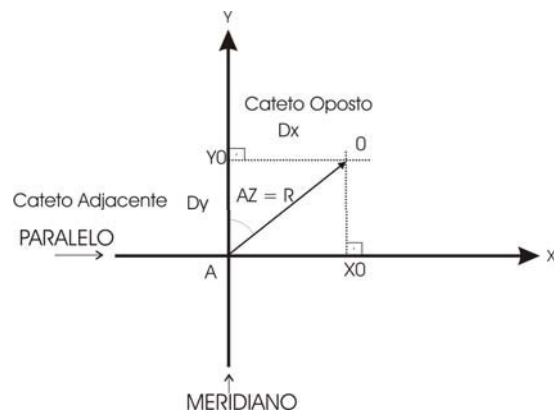
Valores anotados em campo.

CÁLCULO DAS COORDENADAS TOTAIS



X_0 = Longitude do ponto – distância até o meridiano mais próximo ou, obtido transporte de coordenadas ou ainda, coordenada do vértice geográfico, quando for o caso.

Y_0 = Latitude do ponto – distância até o 1º paralelo mais próximo.



$$X_0 = X_a + Dx$$

$$Y_0 = Y_a + Dy$$

$$\text{sen}R = Dx/l \rightarrow Dx = l \text{ sen}R$$

$$\text{cos}R = Dy/l \rightarrow Dy = l \text{ cos}R$$

Neste exemplo, para o ponto 0:

Rumo = Azimute

$$Dx = 25,50 \times \text{sen}75^\circ30'$$

$$Dx = 25,50 \times \text{sen}75,50$$

$$\mathbf{Dx = 24,684m}$$

$$Dy = Dx = 25,50 \times \text{cos}75^\circ30'$$

$$Dy = 25,50 \times \text{cos}75,50$$

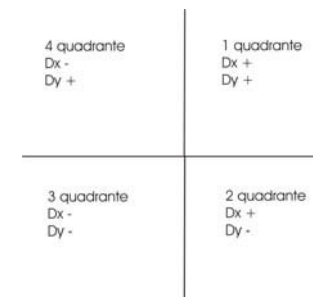
$$\mathbf{Dy = 6,375m}$$

Ponto 1

$$R = 180^\circ - Az \rightarrow R = 180^\circ - 136^\circ20' = 43^\circ40'$$

$$Dx = l \times \text{sen}R = 40 \times \text{sen}43^\circ40' = \mathbf{27,600m}$$

$$Dy = l \times \text{cos}R = 40 \times \text{cos}43^\circ40' = \mathbf{-28,920m}$$



PONTOS		AZ.D	DISTÂNCIA	Coord. Parciais		Coord. Totais		A
				Dx	Dy	X	Y	
A	0	75°30'	25,50m	24,684	6,375	34,684	-8,625	0
A	1	136°20'	40,00m	27,600	-28,920	37,600	-43,920	1
A	2	212°19'	33,20m	-17,728	-28,054	-7,728	-43,054	2
A	3	315°34'	24,00m	-16,800	17,136	-6,800	2,136	3

LEVANTAMENTO POR INTERSEÇÃO

Segundo ESPARTEL (1977), o *Método da Interseção* também é conhecido como método das *Coordenadas Bipolares*.

É empregado na avaliação de *pequenas superfícies* de relevo *acidentado*.

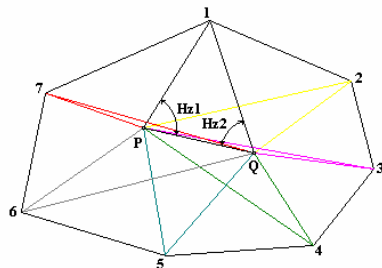
Uma vez demarcado o contorno da superfície a ser levantada, o método consiste em localizar, estrategicamente, dois pontos (**P**) e (**Q**), dentro ou fora da superfície demarcada, e de onde possam ser avistados todos os demais pontos que a definem.

Assim, mede-se a distância horizontal entre os pontos (**P**) e (**Q**), que constituirão uma *base de referência*, bem como, todos os ângulos horizontais formados entre a base e os demais pontos demarcados.

A medida da distância poderá ser realizada através de método direto, indireto ou eletrônico e a medida dos ângulos poderá ser realizada através do emprego de teodolitos óticos ou eletrônicos.

A precisão resultante do levantamento dependerá, evidentemente, do tipo de dispositivo ou equipamento utilizado.

A figura a seguir ilustra uma superfície demarcada por sete pontos com os pontos (**P**) e (**Q**) estrategicamente localizados no interior da mesma. De (**P**) e (**Q**) são medidos os ângulos horizontais entre a base e os pontos (1 a 7).



De cada triângulo são conhecidos dois ângulos e um lado (base definida por **PQ**). As demais distâncias e ângulos necessários à determinação da superfície em questão são determinados por relações trigonométricas.

LEVANTAMENTO POR CAMINHAMENTO

Segundo ESPARTEL (1977) este é o método utilizado no levantamento de superfícies *relativamente grandes* e de relevo *acidentado*. Requer uma quantidade maior de medidas que os descritos anteriormente, porém, oferece maior confiabilidade no que diz respeito aos resultados.

O método em questão inclui as seguintes etapas:

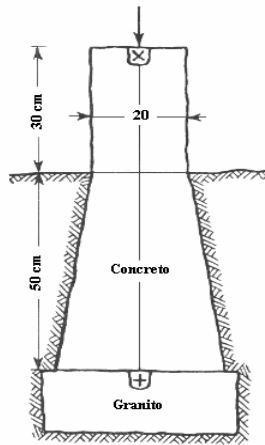
1ª **Reconhecimento do Terreno**: durante esta fase, costuma-se fazer a implantação dos piquetes (também denominados *estações* ou *vértices*) para a delimitação da superfície a ser levantada. A figura geométrica gerada a partir desta delimitação recebe o nome de **POLIGONAL**.

As poligonais podem ser dos seguintes tipos:

- a) **Aberta**: o ponto inicial (ponto de partida ou **PP**) não coincide com o ponto final (ponto de chegada ou **PC**).
- b) **Fechada**: o ponto de partida coincide com o ponto de chegada (**PP** $\equiv$ **PC**).
- c) **Apoiada**: parte de um ponto conhecido e chega a um ponto também conhecido. Pode ser aberta ou fechada.
- d) **Semi Apoiada**: parte de um ponto conhecido e chega a um ponto do qual se conhece somente o azimute. Só pode ser do tipo aberta.
- e) **Não Apoiada**: parte de um ponto que pode ser conhecido ou não e chega a um ponto desconhecido. Pode ser aberta ou fechada.

Obs.: um ponto é *conhecido* quando suas coordenadas **UTM** (E,N) ou **Geográficas** (ϕ, λ) encontram-se determinadas. Estes pontos são implantados no terreno através de blocos de concreto (denominados *marcos*) e são protegidos por lei. Normalmente, fazem parte de uma *rede geodésica nacional*, de responsabilidade dos principais órgãos cartográficos do país (IBGE, DSG, DHN, entre outros). Quando destes pontos são conhecidas as altitudes (h), estes são denominados **RN** - Referência de Nível.

A figura a seguir ilustra um marco de concreto e suas dimensões.



2ª Levantamento da Poligonal: durante esta fase, percorre-se as estações da poligonal, uma a uma, no sentido horário, medindo-se *ângulos e distâncias horizontais*. Estes valores, bem como o croqui de cada ponto, são anotados em *cadernetas de campo* apropriadas ou registrados na *memória* do próprio aparelho. A escolha do método para a medida dos ângulos e distâncias, assim como dos equipamentos, se dá em função da precisão requerida para o trabalho e das exigências do contratante dos serviços (cliente).

3ª Levantamento dos Detalhes: nesta fase, costuma-se empregar o método das perpendiculares ou da triangulação (quando o dispositivo utilizado para amarração é a trena), ou ainda, o método da irradiação (quando o dispositivo utilizado é o teodolito ou a estação total).

4ª Orientação da Poligonal: é feita através da determinação do *rumo* ou *azimute* do primeiro alinhamento. Para tanto, é necessário utilizar uma bússola (rumo/azimute magnéticos) ou partir de uma base conhecida (rumo/azimute verdadeiros).

5ª Computação dos Dados: terminadas as operações de campo, deve-se proceder a computação, em escritório, dos dados obtidos. Este é um processo que envolve o fechamento angular e linear, o transporte dos rumos/azimutes e das coordenadas e o cálculo da área.

6ª Desenho da Planta e Redação do Memorial Descritivo: depois de determinadas as coordenadas (X, Y) dos pontos medidos, procede-se a confecção do desenho da planta da seguinte forma:

a) **Desenho Topográfico:** os vértices da poligonal e os pontos de referência mais importantes devem ser plotados segundo suas coordenadas (eixos X e Y), enquanto os pontos de detalhes comuns (feições), devem ser plotados com o auxílio de *escalímetro, compasso e transferidor* (para desenhos confeccionados manualmente).

No desenho devem constar:

- as feições naturais e/ou artificiais (representados através de símbolos padronizados ou convenções) e sua respectiva toponímia
- a orientação verdadeira ou magnética
- a data do levantamento
- a escala gráfica e numérica
- a legenda e convenções utilizadas
- o título (do trabalho)
- o número dos vértices, distância e azimute dos alinhamentos
- os eixos de coordenadas
- área e perímetro
- os responsáveis pela execução

O desenho pode ser:

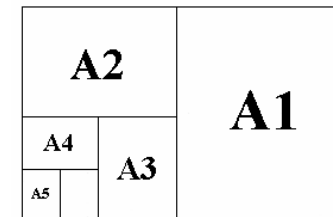
- monocromático: todo em tinta preta.
- policromático:
 - azul → hidrografia
 - vermelho → edificações, estradas, ruas, calçadas, caminhos
 - ...
 - verde → vegetação
 - preto → legenda, malha e toponímia

b) **Escala:** a escolha da escala da planta se dá em função do tamanho da folha de papel a ser utilizado, do afastamento dos eixos coordenados, das folgas ou margens e da precisão requerida para o trabalho.

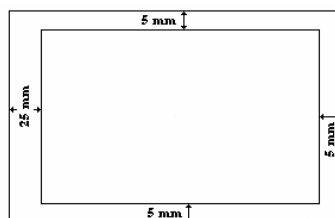
A tabela a seguir indica os formatos de papel utilizados para a confecção de plantas, segundo as normas da ABNT.

Formato	Tamanho(mm)	Área(m2)
2xA0	1682x1680	22
A0	841x1188	91
A1	594x841	0,50
A2	420x594	0,25
A3	297x420	0,1250
A4	210x297	0,0625
A5	148x210	0,0313

Estes formatos correspondem à seguinte divisão de folhas, a partir do formato principal que é o A0:



As margens (ou folgas) normalmente aplicadas são de 25 a 30mm para a lateral esquerda e de 5 a 15mm para as outras laterais.



c) *Memorial Descritivo*: é um documento indispensável para o registro, em cartório, da superfície levantada. Deve conter a descrição *pormenorizada* desta superfície no que diz respeito à sua localização, confrontantes, área, perímetro, nome do proprietário, etc.

PROCESSAMENTO DOS DADOS

O processamento dos dados inclui o fechamento dos ângulos horizontais, o transporte dos azimutes, o fechamento das distâncias horizontais, o transporte das coordenadas e o cálculo da área.

A seguir apresenta-se a sequência dos cálculos:

1. Transformação dos ângulos horizontais externos em internos

$$Hz_i = 360^\circ - Hz_e$$

2. Erro de fechamento angular

$$\Sigma Hz_i = 180^\circ \cdot (n - 2)$$

Se o somatório dos ângulos horizontais internos medidos não resultar no valor estipulado pela relação acima, haverá um erro de fechamento (e).

O erro encontrado não pode ser maior que a *tolerância angular* (ξ).

A *tolerância angular*, por sua vez, depende do aparelho utilizado.

Para a *estação total* TC500, a tolerância angular é dada por:

$$\xi = 5'' \sqrt{n}$$

Onde n representa o número de vértices da poligonal medida.

3. Distribuição do erro angular

A correção devido ao erro de fechamento angular é proporcional ao ângulo medido na estação e é dada pela seguinte relação:

$$C_n = \frac{Hz_i \cdot e}{\Sigma Hz_i}$$

Os valores de correção encontrados para cada ângulo devem ser somados ou subtraídos aos mesmos conforme o erro seja para menos ou para mais.

4. Transporte do azimute

De posse do azimute do primeiro alinhamento da poligonal (medido ou calculado), faz-se o transporte para os demais alinhamentos através da relação:

$$Az(P) = Az(P-1) - Hz(P)$$

$$\text{Se o } Az(P) > 180^\circ \rightarrow Az(P) = Az(P) - 180^\circ$$

$$\text{Se o } Az(P) < 180^\circ \rightarrow Az(P) = Az(P) + 180^\circ$$

Para checar se o transporte do azimute foi processado corretamente, o azimute de chegada encontrado deve ser igual ao azimute de saída.

5. Variações em X e Y

As variações em X e Y de cada estação da poligonal são calculadas através das seguintes relações:

$$\Delta X(P) = DH(P) \cdot \text{sen}(Az(P))$$

$$\Delta Y(P) = DH(P) \cdot \text{cos}(Az(P))$$

6. Fechamento linear

O fechamento linear de uma poligonal é feito através das seguintes relações:

$$\Sigma \Delta X = 0 \quad \text{e} \quad \Sigma \Delta Y = 0$$

Caso os somatórios não sejam iguais a zero, haverá um erro de fechamento linear em X (ex) e outro em Y (ey).

7. Distribuição do erro linear

As correções devido ao erro de fechamento linear são proporcionais às distâncias medidas e são dadas pelas seguintes relações:

$$C_x(P) = \frac{ex}{P} \cdot DH(P) \quad e \quad C_y(P) = \frac{ey}{P} \cdot DH(P)$$

Os valores de correção encontrados para cada variação em X e Y devem ser somados ou subtraídos às mesmas conforme os erros sejam para menos ou para mais.

8. Precisão do levantamento

A precisão (M) do levantamento é determinada pela relação:

$$M = \frac{P}{\varepsilon} \quad \text{onde} \quad \varepsilon = \sqrt{ex^2 + ey^2}$$

O valor de M deve ser superior a 1000 para que o levantamento seja considerado de topográfico (quarta ordem).

9. Transporte das coordenadas

De posse das coordenadas X e Y (locais ou UTM) do primeiro ponto da poligonal, faz-se o transporte para os demais pontos através das relações:

$$X(P) = X(P-1) + \Delta X(P-1) \quad e \quad Y(P) = Y(P-1) + \Delta Y(P-1)$$

Para checar se o transporte das coordenadas foi processado corretamente, os valores de X e Y de chegada encontrados devem ser iguais aos valores de X e Y de saída.

Com os valores de coordenadas encontrados procede-se o cálculo da escala e desenho da planta.

10. Área

O valor da área da poligonal medida é encontrado aplicando-se o *Método de Gauss*.

Exercícios

1. Dada a tabela de valores abaixo, determine as coordenadas dos pontos e a área da poligonal.

Estação Hze DH

Az1 258°36'00" - 1317,52 m

Az2 210°47'00" - 1253,94 m

Az3 279°01'30" - 1208,27 m

Az4 243°41'00" - 1899,70 m

Az5 267°55'30" - 1148,62 m

As coordenadas do ponto 1 são: X(1) = 1000,00m e Y(1) = 1000,00m.

2. Com as coordenadas do exercício anterior, desenhar a poligonal sobre uma folha de papel tamanho A4 descontando margens de 2 cm para cada lado da folha.

MEDIDA ELETRÔNICA DE DISTÂNCIAS

MEDIDA ELETRÔNICA

De acordo com alguns autores, a medida eletrônica de distâncias não pode ser considerada um tipo de medida *direta* pois não necessita percorrer o alinhamento a medir para obter o seu comprimento.

Nem por isso deve ser considerada um tipo de medida *indireta*, pois não envolve a leitura de réguas e cálculos posteriores para a obtenção das distâncias.

Na verdade, durante uma medição eletrônica, o operador intervém muito pouco na obtenção das medidas, pois todas são obtidas automaticamente através de um simples pressionar de botão.

Este tipo de medição, no entanto, não isenta o operador das etapas de *estacionamento, nivelamento e pontaria* dos instrumentos utilizados, qualquer que seja a tecnologia envolvida no processo comum de medição.

Segundo LOCH e CORDINI (1995) os instrumentos eletrônicos apresentam inúmeras vantagens em relação aos tradicionais processos de medida, tais como: economia de tempo, facilidade de operação e, principalmente, precisão adequada aos vários tipos de trabalhos topográficos, cartográficos e geodésicos.

A medida eletrônica de distâncias baseia-se na emissão/recepção de sinais luminosos (visíveis ou não) ou de microondas que atingem um anteparo ou refletor. A distância entre o emissor/receptor e o anteparo ou refletor é calculada eletronicamente e, segundo KAVANAGH e BIRD (1996), baseia-se no comprimento de onda, na frequência e velocidade de propagação do sinal.

Embora o tópico em discussão seja o da medida eletrônica de distâncias, alguns dos equipamentos que serão descritos em seguida também medem ângulos eletronicamente.

Assim, entre os principais equipamentos utilizados atualmente na medida eletrônica de distâncias e/ou ângulos, pode-se citar:

a)Trena Eletrônica

dispositivo eletrônico composto de um emissor/receptor de sinais que podem ser pulsações ultra-sônicas ou feixe de luz infravermelho;

o alcance depende do dispositivo;

normalmente, para a determinação de distâncias acima de 50 metros, é necessário utilizar um *alvo eletrônico* para a correta devolução do sinal emitido;

como explicitado anteriormente, o cálculo da distância é feito em função do tempo que o sinal emitido leva para atingir o alvo, ser refletido e recebido de volta; a frequência e o comprimento do sinal são conhecidos pelo dispositivo;

o sinal é então recebido e processado e a distância calculada é mostrada num visor de cristal líquido (LCD);

alguns destes dispositivos são capazes de processar, entre outras coisas, áreas, volumes, adição e subtração de distâncias, etc.;

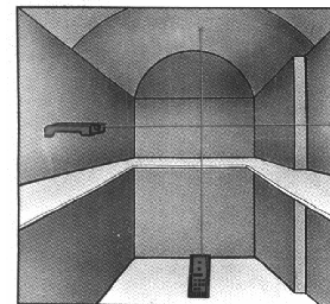
funciona com pilhas ou bateria, do tipo encontrado em supermercado;

o custo deste dispositivo, bem como, dos demais dispositivos que serão descritos mais adiante, varia muito e depende da tecnologia envolvida, das funções que disponibiliza e do fabricante.

As figuras a seguir ilustram trenas eletrônicas de diferentes fabricantes (SOKKIA e LEICA), selecionadas a partir de páginas da INTERNET.



A figura a seguir ilustra uma medição interna utilizando trena eletrônica onde a parede é o anteparo que reflete o sinal emitido. No caso, estão sendo tomadas a *altura* e *largura* de um aposento.



b)Teodolito Eletrônico

é um dispositivo com ótica de alto rendimento, mecânica de precisão, facilidade de utilização e altíssima confiabilidade;

normalmente faz parte de um sistema modular que permite adaptar outros equipamentos de medição (distanciômetro ou trena eletrônica) que se adequem às suas novas necessidades a um custo reduzido;

A figura a seguir ilustra um teodolito eletrônico da marca LEICA (modelo T460d) e uma trena eletrônica, também da LEICA, a ele acoplada para a medição das distâncias.



não utiliza, necessariamente, sinais refletivos para a *identificação* do ponto a medir, pois é um equipamento específico para a medição eletrônica de *ângulos* e não de distâncias; assim, possibilita a leitura de ângulos (**H**z e **V**) contínuos em intervalos que variam de 20", 10", 7", 5", 3", 2", 1.5", 1" e 0.5", dependendo da aplicação e do fabricante; dispõe de prumo ótico ou a laser, como indica a figura a seguir, e com magnitude (focal) de até 2X;



possui visor de cristal líquido (LCD) com teclado de funções e símbolos específicos que têm por finalidade guiar o operador durante o levantamento; o teclado, bem como o equipamento, são relativamente resistentes a intempéries; alguns fabricantes já disponibilizam teodolitos à prova d'água; funciona com bateria específica, porém, recarregável; a luneta tem uma magnitude (focal) que varia de 26X a 30X; permite medições sob temperaturas que variam de -20°C a +50°C, dependendo das especificações do fabricante; pode ser utilizado em trabalhos de engenharia que envolvam medição de deformações em grandes obras (barragens,

hidrelétricas, pontes, estruturas metálicas, etc.), medição industrial, exploração de minérios, em levantamentos topográficos e geodésicos, etc..

A figura a seguir ilustra um teodolito eletrônico da marca ZEISS (modelo eth2lrg). Percebem-se os visores LCD correspondentes ao ângulo vertical e horizontal medidos pelo aparelho.



c) Distanciômetro Eletrônico

é um equipamento exclusivo para medição de distâncias (**DH**, **DV** e **DI**);

a tecnologia utilizada na medição destas distâncias é a do infravermelho;

a precisão das medidas depende do modelo de equipamento utilizado;

A figura a seguir ilustra a vista posterior (teclado e visor) e anterior (emissor e receptor do infravermelho) de um distanciômetro da marca LEICA, modelo DI3000s.



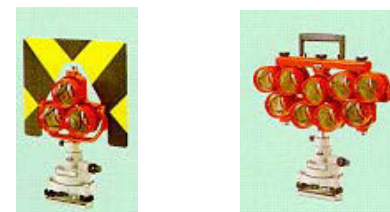
é normalmente utilizado acoplado a um teodolito ótico-prismático convencional ou a um teodolito eletrônico;
o alcance deste equipamento varia entre 500m a 20.000m e depende da quantidade de *prismas* utilizados para a reflexão do sinal, bem como, das condições atmosféricas;
o *prisma* é um espelho circular, de faces cúbicas, utilizado acoplado a uma haste de metal ou bastão e que tem por finalidade refletir o sinal emitido pelo aparelho precisamente na mesma direção em que foi recebido;
o *sinal refletor* (bastão + prismas) deve ser posicionado sobre o ponto a medir, na posição vertical, com a ajuda de um nível de bolha circular ou de um bipê; e, em trabalhos de maior precisão, deverá ser montado sobre um tripé com prumo ótico ou a laser;

A figura a seguir ilustra um bastão, um prisma e um tripé específico para bastão, todos da marca SOKKIA.



quanto maior a quantidade de prismas acoplados ao bastão, maior é o alcance do equipamento;

As figuras a seguir ilustram dois tipos de conjunto de prismas: o primeiro, com três prismas e alvo; o segundo, com nove prismas. Percebe-se que ambos estão acoplados a uma base triangular que pode ser nivelada e que pode ser apoiada sobre tripé apropriado.



quando se utiliza o prisma acoplado a um bastão, é possível ajustar a altura do mesmo, que é graduado em centímetros e polegadas;
a determinação das distâncias é feita em poucos segundos e os resultados são visualizados através de um visor LCD;
funciona com bateria específica, porém, recarregável;
pode ser utilizado em levantamentos geodésicos pois as distâncias reduzidas são corrigidas automaticamente dos efeitos da curvatura terrestre e da refração atmosférica.

d) Estação Total

de acordo com KAVANAGH e BIRD (1996), uma *estação total* é o conjunto definido por um *teodolito eletrônico*, um *distanciômetro* a ele incorporado e um *microprocessador* que automaticamente monitora o estado de operação do instrumento;
portanto, este tipo de equipamento é capaz de medir ângulos horizontais e verticais (teodolito) e distâncias horizontais, verticais e inclinadas (distanciômetro), além de poder processar e mostrar ao operador uma série de outras informações, tais como: condições do nivelamento do aparelho, número do ponto medido, as coordenadas UTM ou geográficas e a altitude do ponto, a altura do aparelho, a altura do bastão, etc.;
a tecnologia utilizada na medição das distâncias é a do infravermelho;
as medidas obtidas com o levantamento podem ser registradas em *cadernetas de campo* convencionais, através de *coletores de dados*, ou, como no caso dos equipamentos mais modernos, através de *módulos* específicos (tipo cartão PCMCIA) incorporados ao próprio aparelho;
o *coletor de dados* é normalmente um dispositivo externo (que pode ser uma máquina de calcular), conectado ao aparelho através de um cabo e capaz de realizar as etapas de *fechamento* e *ajustamento* do levantamento;

A figura a seguir ilustra um coletor de dados TOPCON, o cabo pelo qual está conectado à estação total e uma ampliação do visor LCD com informações sobre a medição.



na maioria das estações, os dados registrados pelo *coletor* podem ser transferidos para um computador através de uma interface RS 232 padrão (mesma utilizada nos computadores para ligação de scanners, plotters, etc.); a utilização de módulos ou cartões especiais (tipo PCMCIA), quando cheios, podem ser removidos e transferidos para um computador (com *slot* PCMCIA ou com leitor externo) para processamento posterior.

A figura a seguir ilustra um cartão PCMCIA com capacidade de armazenamento entre 512 Kb a 4 Mb.



as estações são relativamente resistentes a intempéries e alguns fabricantes dispõem de modelos a prova d'água; funcionam com bateria específica, porém, recarregável; são muito utilizadas atualmente em qualquer tipo de levantamento, topográfico ou geodésico.

A figura a seguir ilustra uma estação total da LEICA, modelo TC600, com intervalo angular de 3", precisão linear de 1,5mm e alcance de 2 km com um único prisma.



e) Nível Digital

é um nível para medição eletrônica e registro automático de distâncias horizontais e verticais ou diferenças de nível, portanto, não mede ângulos;

o seu funcionamento está baseado no processo digital de leitura, ou seja, num sistema eletrônico de varredura e interpretação de padrões codificados;

para a determinação das distâncias o aparelho deve ser apontado e focalizado sobre uma régua graduada cujas divisões estão impressas em código de barras (escala binária), como mostra a figura a seguir;



este tipo de régua, que pode ser de alumínio, metal invar ou fibra de vidro, é resistente à umidade e bastante precisa quanto à divisão da graduação;

os valores medidos podem ser armazenados internamente pelo próprio equipamento ou em coletores de dados. Estes dados podem ser transmitidos para um computador através de uma interface RS 232 padrão;

a régua é mantida na posição vertical, sobre o ponto a medir, com a ajuda de um nível de bolha circular, como mostra a figura a seguir;



o alcance deste aparelho depende do modelo utilizado, da régua e das condições ambientais (luz, calor, vibrações, sombra, etc.); funciona com bateria específica, porém, recarregável; é utilizado essencialmente em nivelamentos convencionais e na construção civil.

As figuras a seguir ilustram dois modelos de nível digital de diferentes fabricantes. O primeiro é da LEICA, modelo NA3000. O segundo é da SOKKIA, modelo SDL30.



f) Nível a Laser

é um nível automático cujo funcionamento está baseado na tecnologia do infravermelho;

assim como o nível digital, é utilizado na obtenção de distâncias verticais ou diferenças de nível e também não mede ângulos; para a medida destas distâncias é necessário o uso conjunto de um *detector laser* que deve ser montado sobre uma régua de alumínio, metal invar ou fibra de vidro;

A figura a seguir ilustra uma régua metálica com *detector laser* adaptado, ambos da marca SOKKIA.



este tipo de nível é um aparelho peculiar pois não apresenta luneta nem visor LCD; a leitura da altura da régua (FM), utilizada no cálculo das distâncias por estadimetria, é efetuada diretamente sobre a mesma, com o auxílio do *detector laser*, pela pessoa encarregada de segurá-la;

os *detectores* são dotados de visor LCD que automaticamente se iluminam e soam uma campainha ao detectar o raio laser emitido pelo nível;

alguns modelos de nível e detectores funcionam com pilha alcalina comum; outros, com bateria específica recarregável;

o alcance deste tipo de nível depende do modelo e marca, enquanto a precisão, depende da sensibilidade do detector e da régua utilizada;

assim como para o nível digital, a régua deve ser mantida na posição vertical, sobre o ponto a medir, com a ajuda de um nível de bolha circular;

é utilizado em serviços de nivelamento convencional e na construção civil.

As figuras a seguir ilustram dois níveis a laser de diferentes fabricantes. O primeiro é um nível WILD LNA10 e, o segundo, um SOKKIA LP31. Estes níveis se auto nivelam (após ajuste grosseiro da bolha circular) e possuem um sistema giratório de emissão do infravermelho. O LNA10 tem um alcance de 80m e o LP31 de 120m.



g) Equipamentos Motorizados, Automáticos e Robotizados

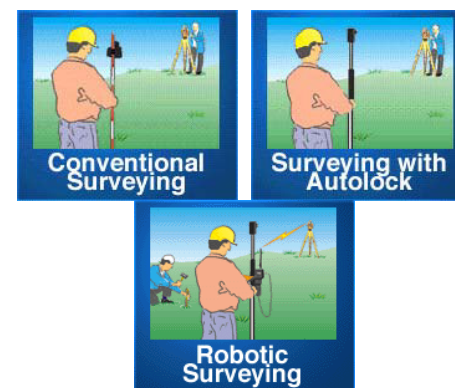
podem ser *teodolitos* ou *estações total*; são aparelhos destinados a medições de precisão em Geodésia; os *motorizados* são indicados para medição em que não há necessidade de contato com o objeto a ser medido e em tarefas que requerem valores medidos a intervalos regulares de tempo; têm como principal característica o auto-nivelamento (eletrônico) e o alinhamento automático; os *automáticos* combinam a tecnologia dos motorizados com o reconhecimento automático do alvo (estático ou dinâmico); os *robotizados* combinam a tecnologia dos automáticos com o acionamento por controle remoto;

A sequência de figuras a seguir ilustra como é o procedimento, em campo, para:

Um levantamento utilizando uma *estação total convencional* com um operador realizando as etapas de *estacionamento, nivelamento, prumo, pontaria e registro das leituras* e um auxiliar para *segurar o sinal refletor na posição vertical*.

Um levantamento utilizando uma *estação total com reconhecimento automático do alvo* com um operador realizando as etapas de *estacionamento, nivelamento, prumo, pontaria grosseira e registro das leituras* e um auxiliar para *segurar o sinal refletor*.

Um levantamento utilizando uma *estação total robotizada* com um operador realizando as etapas de *estacionamento, nivelamento e prumo* e um auxiliar para *segurar o sinal refletor e controlar remotamente a estação*. Neste caso, uma única pessoa poderia comandar o serviço sozinha.



os equipamentos mais modernos dispensam o sinal refletor para distâncias inferiores a 80m. Acima desta distância e com um alcance de 300m, ao invés de um sinal refletor, pode ser utilizada uma *fit adesiva reflexiva*. Com um prisma somente, o alcance destes equipamentos pode chegar a 5.000m; como a base de funcionamento destes aparelhos é o infravermelho e a comunicação é por telemetria, o sistema pode ser utilizado, com eficiência, durante a noite e por uma única pessoa; alguns destes aparelhos funcionam com tecnologia de microondas, o que permite um alcance superior a 50.000m; são aplicados, principalmente, em trabalhos de controle e monitoramento de obras, medição de deformações e deslocamentos de terras.

Obs.: segundo alguns fabricantes, o raio infravermelho emitido pelos equipamentos eletrônicos de medição, visível ou não, é inofensivo e enviado por um diodo que pertence à classe dos laser 1. Este raio é normalmente afetado pelas variações bruscas de temperatura, pressão atmosférica e umidade. Portanto, é aconselhável que os levantamentos sejam efetuados em dias de boas condições atmosféricas.

ERROS NA MEDIDA ELETRÔNICA

Os erros que ocorrem durante a medida eletrônica de ângulos e distâncias não diferem muito dos que ocorrem com a medida indireta. São eles:

erro linear de centragem do instrumento: já descrito anteriormente.

erro linear de centragem do sinal-refletor: ocorre quando a projeção do centro do sinal não coincide com a posição do ponto sobre o qual está estacionado. Uma das maneiras de se evitar este tipo de erro é utilizar um *bipé* para o correto posicionamento do sinal sobre o ponto.

erro de calagem ou nivelamento do instrumento: já descrito anteriormente.

erro de pontaria: ocorre quando o centro do retículo do aparelho (cruzeta) não coincide com o centro do prisma que compõe o sinal refletor.

erro de operação do instrumento: ocorre quando o operador não está familiarizado com as funções, programas e acessórios informatizados (coletores) que acompanham o instrumento.

POSICIONAMENTO POR SATÉLITE (GPS)

SISTEMA DE POSICIONAMENTO GLOBAL

Introdução

O Sistema de Posicionamento Global, conhecido por GPS (Global Positioning System) ou NAVSTAR-GPS (Navigation Satellite with Time And Ranging), é um sistema de radio-navegação desenvolvido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América (DoD-Department Of Defense), visando ser o principal sistema de navegação do exército americano. Em razão da alta exatidão proporcionada pelo sistema e do alto grau de desenvolvimento da tecnologia envolvida nos receptores GPS, uma grande comunidade usuária emergiu nas mais variadas aplicações civis (navegação, posicionamento geodésico e topográfico, etc.).

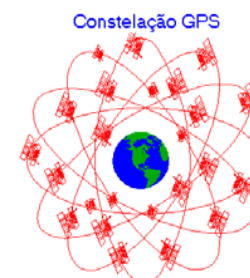
O GPS é um sistema de abrangência global, tal como o nome sugere. A concepção do sistema permite que um usuário, em qualquer local da superfície terrestre, tenha a sua disposição, no mínimo, quatro satélites que podem ser rastreados. Este número de satélites permite o posicionamento em tempo real, conforme será visto adiante. Para os usuários da área de Geodesia, uma característica muito importante da tecnologia GPS, em relação aos métodos de levantamento convencionais, é a não necessidade de intervisibilidade entre as estações. Além disto, o GPS pode ser usado sob quaisquer condições climáticas.

A idéia básica do princípio de navegação consiste da medida das chamadas pseudo-distâncias entre o usuário e quatro satélites. Conhecendo as coordenadas dos satélites num sistema de referência apropriado, é possível calcular as coordenadas da antena do usuário com respeito ao mesmo sistema de referência dos satélites. Do ponto de vista geométrico, somente três medidas de pseudo-distâncias seriam suficientes. A quarta medida é necessária devido a não sincronização dos relógios dos satélites com o do usuário.

No GPS há dois tipos de serviços, os quais são conhecidos como: SPS (Standard Positioning Service) e PPS (Precise Positioning Service). O SPS é um serviço de posicionamento e tempo padrão que estará disponível para todos os usuários do globo, sem cobrança de qualquer taxa (pelo menos nos próximos dez anos). Este serviço proporciona capacidade de obter exatidão horizontal e vertical dentro de 100 e 140 m respectivamente, e 340 ns (nanossegundos) na obtenção de medidas de tempo (95% probabilidade). O PPS proporciona melhores resultados (10 a 20 m), mas é restrito ao uso militar e usuários autorizados. Na realidade o sistema tem capacidade de proporcionar melhores níveis de exatidão, mas ao que tudo indica, este não é o interesse do Departamento de Defesa americano, haja vista que o sistema é global, podendo colocar em risco aspectos de segurança. Desta forma, a limitação ao nível de exatidão citado acima é garantida pela adoção do AS (Anti-Spoofing) e SA (Selective Availability). O AS (anti-fraude) é um processo de criptografia do código P, visando protegê-lo de imitações por usuários não autorizados. O SA (disponibilidade seletiva), ou seja, a proibição de obter a exatidão proporcionada pelo GPS, é consumada pela manipulação das mensagens de navegação (técnica épsilon: ϵ) e da frequência dos relógios dos satélites (técnica dither- δ). Existem 03 possibilidades:

Segmento Espacial

O segmento espacial consiste de 24 satélites distribuídos em seis planos orbitais igualmente espaçados (quatro satélites em cada plano), numa altitude aproximada de 20200 km. Os planos orbitais são inclinados 55° em relação ao equador e o período orbital é de aproximadamente 12 horas siderais. Desta forma, a posição de cada satélite se repete, a cada dia, quatro minutos antes que a do dia anterior. Esta configuração garante que no mínimo quatro satélites GPS sejam visíveis em qualquer ponto da superfície terrestre, a qualquer hora. A figura abaixo, ilustra a constelação dos satélites GPS.



21 Satélites; 6 Planos Orbitais com 55 graus de Inclinação
20.200 Km de Altitude; Órbita de 12 horas

Três tipos de satélites fazem parte do projeto NAVSTAR-GPS. Eles são denominados satélites do Bloco I, II e IIR. Os satélites do bloco I são protótipos e todos os 11 satélites planejados já foram lançados. O último satélite deste bloco, PPN 12, foi desativado no final de 1995. Um total de 28 satélites do Bloco II (satélites operacionais) são planejados para dar suporte a configuração de 24 satélites. No momento (março de 1996), 24 satélites do bloco II estão em operação. A título de informação, o sistema foi declarado operacional (24 satélites operacionais testados e em pleno uso) em 27 de abril de 1995. Os satélites do bloco II serão substituídos por 20 satélites do bloco IIR, a medida que for necessário. Duas das novas características destes satélites são a capacidade de medir distâncias entre eles (cross link ranges) e calcular efemérides no próprio satélite (Seeber, 1993).

Cada satélite carrega padrões de Sequência altamente estáveis (Césio e Rubídio) com estabilidade entre 10^{-12} e 10^{-13} , formando uma base de tempo muito precisa. Os satélites do bloco II estão equipados com dois osciladores de Césio e dois de Rubídio, ao passo que os satélites do bloco I eram equipados com osciladores de Quartzo. Os satélites GPS são identificados com dois esquemas de numeração. O SVN (Space Vehicle Number) ou número NAVSTAR é baseado na sequência de lançamento dos satélites e o número do PRN (Pseudo-Random-Noise) ou SVID (Space Vehicle Identification) é relacionado com o arranjo da órbita e o segmento do PRN atribuído para cada satélite.

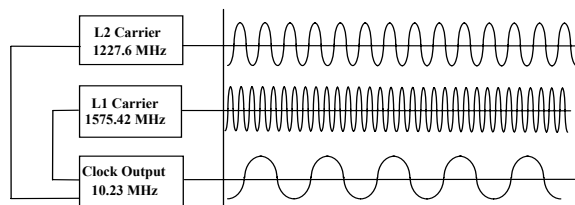
Características dos Sinais GPS

Cada satélite GPS transmite duas ondas portadoras: L1 e L2. Elas são geradas a partir da frequência fundamental de 10.23 MHz, a qual é multiplicada por 154 e 120 respectivamente. Desta forma, as frequências (L) e os comprimentos de onda (λ) de L1 e L2 são:

$$\begin{aligned} L1 &= 1575.42 \text{ MHz} & \lambda &= 19 \text{ cm} \\ L2 &= 1227.60 \text{ MHz} & \lambda &= 24 \text{ cm} \end{aligned}$$

Estas duas frequências são geradas simultaneamente, permitindo aos usuários corrigir grande parte dos erros devido a refração ionosférica.

Os códigos PRN (Pseudo Random Noise) são modulados sobre estas duas portadoras. Um PRN é uma sequência binária (0 e 1 ou +1 e -1) que parece ter característica aleatória. Como é gerado por um algoritmo, pode ser univocamente identificado. O código C/A (Coarse Acquisition) com comprimento de onda por volta de 300 m é transmitido a uma razão de 1.023 MHz e modulado somente sobre a onda portadora L1. O período deste código é 1 milissegundo. Este é o código a partir do qual os usuários civis obtêm as pseudo-distâncias que permitem obter a exatidão estipulada no SPS. Este código não é criptografado, embora possa ter sua precisão degradada. O código P (Precise or Protected) têm sido reservado para uso dos militares americanos e outros usuários autorizados. Seu comprimento de onda é da ordem de 30 m e é transmitido na razão de 10.23 MHz (uma sequência de 10,23 milhões de dígitos binários por segundo) modulado nas portadoras L1 e L2, com período de 266 dias. Cada satélite contém o correspondente a 7 dias deste código, ou seja uma semana das 38 possíveis. Desta forma, todos os satélites transmitem na mesma frequência e podem ser identificados pela sua (única) semana correspondente. O seguimento do código



atribuído a cada satélite é reiniciado a cada semana às 0 hs TU (Tempo Universal) do sábado para domingo. O fato do código P ser modulado numa razão mais alta faz com que o mesmo seja mais preciso. No entanto, o código P é encriptado (AS) e passa a ser denominado código Y, o qual não é disponível para os usuários civis. O sinal GPS básico é ilustrado na figura a seguir. As mensagens de navegação são também moduladas sobre as portadoras. Tais mensagens contêm os parâmetros orbitais, dados para correção da propagação na atmosfera, parâmetros para correção do erro dos relógios dos satélites, saúde dos satélites, etc.

Desta breve explanação pode-se observar que há três tipos de sinais: a portadora, os códigos e os dados (navegação, relógio, etc.). Esta estrutura permite não só medir a fase da portadora e sua variação, mas também o tempo de propagação. Este último é conseguido pela modulação da fase (0 ou 180), seguindo um dos códigos PRN.

O sinal L1 pode ser descrito como Spilker, 1978):

$$S_L = A_P P_i(t) D_i(t) \sin(w_i t) + A_c C_i(t) D_i(t) \cos(w_i t)$$

A_P é a amplitude do código P,
 $P_i(t)$ é a sequência do código P (+1, -1),
 $D_i(t)$ é o fluxo dos dados com estado (+1, -1),
 A_c é a amplitude do código C/A,
 $C_i(t)$ é a sequência do código C/A (+1, -1) e
 $\sin(w_i t)$ é o sinal da onda portadora.
 O índice i representa o satélite em questão. O sinal L2 tem uma estrutura mais simples porque contém apenas o código P

$$S_{L2} = B_P P_i(t) D_i(t) \sin(w_2 t)$$

Nesta equação $P_i(t)$ é novamente a sequência do código P para o satélite i, enquanto B_P representa sua amplitude. A época t dos dois códigos e portadoras são sincronizados

O acesso direto ao código P somente é possível para receptores bem sincronizados com o sistema de tempo GPS e posicionado num ponto com coordenadas bem definidas. Esta é a razão pela qual, em geral, o acesso é realizado com o auxílio do código C/A via o HOW (Hand Over Word), o qual contém o contador Z (Z-count) que acompanha as mensagens dos satélites. O contador Z é definido como um número inteiro, com período de 1.5 segundos, e contado desde o início da semana GPS, identificando desta forma a época de registro dos dados em tempo GPS. Quando o contador Z é conhecido, a aquisição do código P pode ser feita nos próximos seis segundos (Sceber, 1993).

Segmento de controle

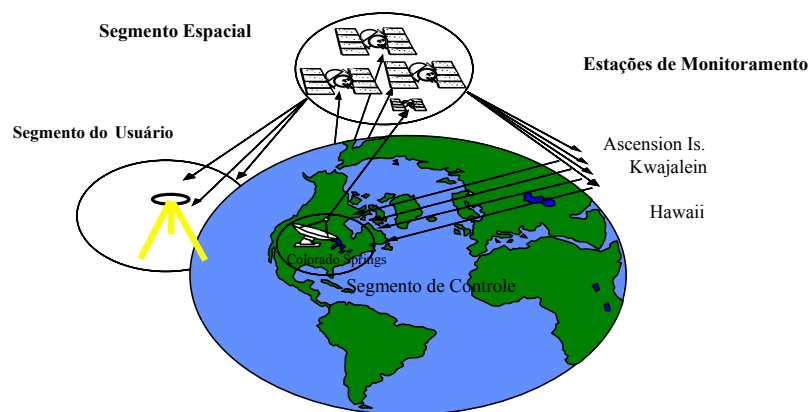
As principais tarefas do segmento de controle são:

- monitorar e controlar continuamente o sistema de satélites,
- determinar o sistema de tempo GPS,
- prever as efemérides dos satélites e calcular as correções dos relógios dos satélites e
- atualizar periodicamente as mensagens de navegação de cada satélite.

O sistema de controle é composto por cinco estações monitoras (Hawaii, Kwajalein, Ascension Island, Diego Garcia, Colorado Springs), três antenas para transmitir os dados para os satélites, (Ascension Island, Diego Garcia, Kwajalein), e uma estação de controle central (MCS: Master Control Station) localizada em Colorado Springs, Colorado (Vide figura a seguir). Cada estação monitora é equipada com oscilador externo de alta precisão e receptor de dupla frequência, o qual rastreia todos os satélites visíveis e transmite os dados para a MCS, via sistema de comunicação. Os dados são processados na MCS para determinar as órbita dos satélites (efemérides transmitidas) e as correções dos relógios dos satélites afim de atualizar periodicamente as mensagens de navegação. A informação atualizada é enviada para os satélites a partir das antenas terrestres. As estações de controle (Monitor Station) tiveram originalmente suas coordenadas determinadas em relação ao WGS-72. Em janeiro de 1987 foi adotado o WGS-84. O DMA (Defense Mapping Agency) está realizando um refinamento do WGS- 84. Testes realizados mostraram que a nova realização deste sistema, denominada WGS- 84(G730), está compatível com o ITPF-92 (IERS Terrestrial Reference Frame 1992), na ordem do decímetro.

A distribuição geográfica das estações monitoras atendem os requisitos de navegação, mas não satisfaz à determinação de órbitas altamente precisa, em particular

para aplicações de geodinâmica. O Serviço GPS Internacional de Geodinâmica (IGS: International GPS Service for Geodynamics), estabelecido pela Associação Internacional de Geodesia (IAG: International Association of Geodesy) têm capacidade de produzir efemérides com precisão da ordem de 20 cm para cada uma das coordenadas do satélite, a qual é capaz de atender a maioria das aplicações exigindo alta precisão.



Segmento dos usuários

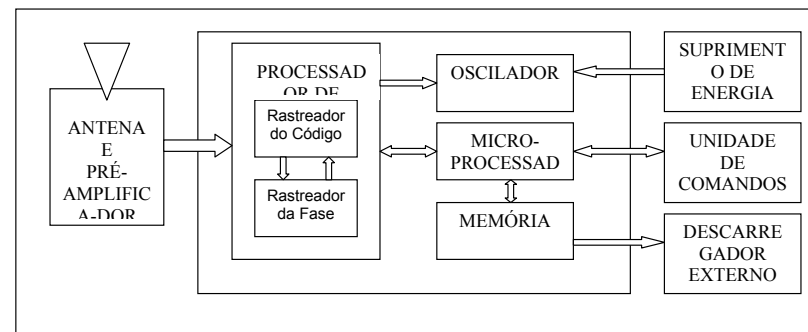
O segmento de usuários é composto pelos receptores GPS, os quais devem ser apropriados para usar o sinal GPS para os propósitos de navegação, Geodesia ou outra atividade qualquer. A categoria de usuários pode ser dividida em civil e militar. Atualmente há uma grande quantidade de receptores no mercado civil, para as mais diversas aplicações, o que demonstra que o GPS realmente atingiu sua maturidade. Uma breve descrição dos principais componentes envolvidos num receptor, acompanhada da apresentação dos receptores mais utilizados em Geodesia no Brasil e no mundo fará parte desta seção.

Descrição dos receptores GPS

Os principais componentes de um receptor GPS, tal como mostrado na figura a seguir, são (Seeber, 1993):

- antena com pré-amplificador,
- seção de RF (radio frequência) para identificação e processamento do sinal,
- microprocessador para controle do receptor, amostragem e processamento dos dados,

- oscilador, ,
- interface para o usuário, painel de exibição e comandos,
- provisão de energia e
- memória para armazenar os dados.



A antena detecta as ondas eletromagnéticas emitidas pelos satélites, converte a energia da onda em corrente elétrica, amplifica o sinal e o envia para a parte eletrônica do receptor. Devido a estrutura dos sinais GPS, todas as antenas devem ser polarizadas circularmente (RHCP: right-hand circular polarised). A antena deve ter boa sensibilidade para garantir a recepção de sinal fraco e o padrão de ganho deve permitir recepção de todas as elevações e azimutes visíveis. Para levantamentos geodésicos a antena deve garantir ainda alta estabilidade do centro de fase da antena e proteção contra multi-caminhamento ou sinais refletidos. Vários tipos de antenas estão disponíveis no mercado: monopolo or dipole, helix, spiral helix, microstrip e choke ring. Segundo Seeber (1993), um dos tipos de antenas mais frequentemente usada é a microstrip, a qual é ideal para equipamentos GPS de pequeno porte. Em geral, as antenas geodésicas devem permitir a recepção das duas ondas portadoras (L1 e L2). A proteção contra o multi-caminhamento (sinais refletidos) é normalmente conseguida colocando a antena sobre um grande disco (ground plane) ou pelo uso de *choke ring*. Um *choke ring* é composto por faixas condutores concêntricas com o eixo vertical da antena e fixadas ao disco (ground plate), cuja função é impedir que a maioria dos sinais refletidos sejam recebidos pela antena.

As antenas GPS são protegidas para evitar possíveis danos. Para tanto se usa um tipo de plástico especial, o qual deve manter os sinais tão próximo do original quanto possível. Os sinais GPS são muito fracos, tendo aproximadamente a i-ésima potência que aqueles transmitidos por satélites de TV geostacionário. A razão pela qual os receptores GPS não necessitam de uma antena de dimensão igual a das parabólicas tem a ver com a estrutura dos sinais GPS e a habilidade dos receptores em captá-los. A captação dos sinais GPS está mais concentrada no receptor do que na antena propriamente dita. De qualquer forma, uma antena GPS, geralmente, contém um pré-amplificador de baixo ruído que impulsiona o sinal antes dele alimentar o receptor (Langley, 1995).

Os sinais GPS sofrem interferências quando passam através da maioria das estruturas. Algumas combinações de antena/receptor são capazes de captar sinais recebidos dentro de casas de madeira, sobre o painel de controle de veículos e na janela de aviões. Naturalmente, é recomendado que as antenas sejam montadas com um amplo ângulo de visada, sem obstrução. Sob folhagem densa, particularmente quando úmida, os sinais GPS são atenuados, de tal modo que muitas combinações antena/receptor apresentam dificuldades em captá-los.

Os sinais que entram no receptor são convertidos na divisão de RF para uma frequência mais baixa, denominada frequência intermediária (FI), a qual é mais fácil de ser tratada nas demais partes do receptor. Isto é obtido pela combinação do sinal recebido pelo receptor com um sinal senoidal gerado pelo oscilador do receptor. Os osciladores dos receptores GPS são, normalmente, de quartzo, de qualidade melhor que os utilizados nos relógios de pulso. Alguns receptores geodésicos permitem o uso de osciladores externos, tal como um padrão atômico. O sinal FI contém toda a modulação presente no sinal transmitido, mas a onda portadora se apresenta deslocada em frequência. O deslocamento é a diferença entre a frequência recebida (original) e a gerada no oscilador do receptor. Ela é normalmente denominada Sequência de batimento da portadora (Langley, 1995). Múltiplos estágios de FI são usados nas maiores dos receptores, reduzindo a frequência da portadora em etapas. Finalmente, o sinal FI é trabalhado nos rastreadores do sinal (signal trackers), ou seja, nos canais.

O canal de um receptor é considerado a sua unidade eletrônica primordial, podendo possuir um ou mais canais. Os tipos de canais são divididos em multi-canais (canais dedicados), sequencial e multiplexados.

Nos receptores multi-canais, também denominados de canais paralelos, cada canal rastreia continuamente um dos satélites visíveis. No mínimo quatro canais são necessários para obter posição e correção do relógio em *tempo real*. Se mais canais estiverem disponíveis, um maior número de satélites pode ser rastreados. Os receptores modernos contam com até 12 canais para cada frequência. Nos receptores sequencial, o canal alterna de satélite dentro de intervalos regulares, normalmente não coincidentes com a transmissão dos dados, fazendo com que a mensagem do satélite só seja recebida completamente depois de várias sequências. Alguns receptores dispõem de um canal dedicado para a leitura das mensagens. Na maioria dos casos usa-se canais sequenciais rápidos, cuja taxa de alternância é da ordem de um segundo. Na técnica multiplex, sequências são efetuadas entre satélites numa velocidade muito alta, e quando for o caso, nas duas frequências. A razão de troca é mais sincronizada com as mensagens de navegação (diferente da técnica sequencial), permitindo que elas sejam obtidas quase que simultaneamente. Uma vantagem da técnica multiplex sobre a de multi-canais é a não necessidade de considerar os efeitos sistemáticos entre canais. Um receptor usando a técnica multiplex necessita da ordem de 30 segundos para obter a primeira posição, tal como nos receptores com canais dedicados.

Receptores com um único canal são de baixo custo, mas como são lentos na aquisição de dados, ficam restritos às aplicações de baixa velocidade. Aqueles com canais dedicados são mais rápidos, embora apresentem efeitos sistemáticos entre canais (inter-channel biases), os quais são minimizados no processo de calibração realizado pelo microprocessador. A maioria dos receptores geodésicos têm de 6 a 12 canais dedicados (paralelos), com capacidade de rastrear todos os satélites visíveis.

O microprocessador é necessário no controle das operações do receptor (obter e processar o sinal, decodificar a mensagem de navegação), bem como para calcular posições e velocidades, além de outras funções (controle dos dados de entrada e saída, mostrar informações). Ele usa, essencialmente, dados digitais para efetuar suas funções.

A unidade de comando e *display* proporciona a interação com o usuário. As teclas podem ser usadas para entrar com comandos visando selecionar as mais variadas opções de coleta de dados, monitoramento das atividades do receptor, mostrar as coordenadas calculadas e outros detalhes (DOP, satélites sendo rastreados, ângulo de elevação, etc.), bem como para entrar com a altura da antena e identificação da estação. A maioria dos receptores dispõe de padrão de operação preestabelecido, não requerendo intervenção do usuário.

Os receptores dispõem também de memória interna para armazenagem das observações (pseudo-distância e medidas de fase da portadora) e das efemérides transmitidas. Alguns receptores possuem, em adição à armazenagem interna, capacidade de armazenar os dados diretamente em discos rígidos ou disquetes de microcomputadores ligados externamente. A transferência de dados exige a presença de portas seriais do tipo RS-232, as quais permitem que alguns tipos de receptores possam ser controlados remotamente.

O suprimento de energia foi um fator muito crítico nos receptores da primeira geração, devido ao alto consumo. Os receptores modernos são concebidos para que tenham consumo mínimo de energia. Alguns chegam mesmo a operar com baterias comuns (pilhas), embora tenham uma bateria interna recarregável, em adição à entrada de energia externa.

Os receptores GPS podem ser divididos segundo vários critérios. Uma classificação possível é de acordo com a comunidade usuária: receptor militar, civil, navegação, geodésico e de aquisição de tempo. Uma outra classificação baseia-se no tipo de dados proporcionado pelo receptor:

- código CIA,
- código CIA e portadora L1,
- código CIA e portadoras L1 e L2,
- códigos CIA e P e portadoras L1 e L2,
- portadora L1 e
- portadoras L1 e L2.

Técnicas de Processamento do Sinal

Em Geodésia, para aplicações em redes com bases longas ou em regiões com forte atividade ionosférica, é essencial o uso das duas portadoras (L1 e L2) e ter acesso ao código P. A técnica normalmente aplicada para acessar a portadora, quando AS não está em operação, é a técnica da correlação do código. Ela é, normalmente, usada para acessar a portadora L1. Como a portadora L2 tem modulado sobre ela apenas o código P, o qual é sujeito ao AS, ela deve ser acessada por uma das várias técnicas disponíveis: quadratura do sinal, correlação do código quadrado, correlação cruzada e a mais recente técnica denominada P-W. Uma breve descrição de cada uma delas segue abaixo.

(a) Correlação do código

Nesta técnica, o receptor correlaciona o código gerado por ele próprio com o código recebido do satélite. Para gerar o código no receptor, necessita-se conhecer o

código gerado pelo satélite. O código gerado no receptor é deslocado até obter máxima correlação com o transmitido pelo satélite. Assim que os códigos estiverem alinhados, um dispositivo interno (code tracking loop) garante que os dois permaneçam alinhados. O tempo necessário para alinhar as duas seqüência de códigos é a medida de tempo de deslocamento do sinal, do satélite até o receptor. Como há erro de sincronismo entre os relógios do receptor e satélite, quando o tempo de propagação é multiplicado pela velocidade da luz, têm-se como resultado a chamada pseudo-distância, a qual pode ser gerada a partir do código C/A ou P. A seqüência do código proporciona a leitura do relógio do satélite no momento em que um bit particular foi transmitido pelo satélite.

Numa segunda fase, um outro dispositivo interno (carrier-tracking loop) separa o código da portadora para possibilitar a medida da fase e extrair a mensagem de navegação. Esta técnica é conhecida como reconstrução da portadora. O sinal da fase da portadora do satélite, quando demodulado, é confrontado com o sinal gerado pelo oscilador do receptor. A observação resultante é a fase de batimento da portadora, que é a fase relativa entre o sinal recebido e o gerado pelo oscilador do receptor. Um receptor usando esta técnica pode gerar observações de pseudo-distância, fase de Pagamento da portadora e variação da fase da portadora (L1) (Doppler), além de extrair as mensagens de navegação.

Esta técnica somente pode ser aplicada na portadora L2 quando o AS não estiver ativado ou para usuários tendo acesso ao código P criptografado (código Y).

(b) Quadratura do Sinal (Signal Squaring)

Nesta técnica, os sinais recebidos no receptor são multiplicados por eles mesmo, gerando uma segunda portadora. Os códigos e mensagens de navegação são perdidos e o sinal resultante é uma onda senoidal de frequência duas vezes a original e razão sinal ruído maior. A vantagem desta técnica é a não necessidade do conhecimento do código, o que a torna adequada para acessar a portadora L2 quando o AS estiver ativado.

A perda da mensagem de navegação exige o uso de efemérides e correções dos relógios dos satélites obtidas a partir de fontes externas. A solução deste problema envolve o uso do código CIA, presente na portadora L1, a partir da qual se obtém a pseudo-distância e a fase da portadora, bem como as mensagens de navegação. Usando a quadratura do sinal obtém-se a fase da portadora L2. A detecção de perdas de ciclos e *outliers*, normalmente é mais difícil sobre dados coletados com receptores usando a quadratura do sinal sobre L2, do que usando a correlação do código. Os receptores Trimble 4000 SST usam esta técnica.

(c) Correlação Cruzada (Cross-Correlation)

A técnica da correlação cruzada é uma opção disponível em alguns receptores, tais como Trimble 4000 SSE, Trimble 4000 SSI e Turbo Rogue. Eles mudam automaticamente o modo de operação quando o AS é ativado, isto é, passam da técnica de correlação do código para a de correlação cruzada. Usando esta técnica, quatro observações são produzidas: duas medidas de fase da onda portadora e duas pseudo-distâncias. As medidas de fase da onda portadora são produzidas com o comprimento de onda igual a original e as pseudo-distâncias advêm do código CIA e do código Y, este último via correlação cruzada.

Esta técnica se baseia no fato de que o código Y em L1 e L2 são idênticos embora não necessariamente conhecido. O atraso devido a ionosfera faz com que o sinal L1 alcance a antena antes que o sinal L2. Observando o que há no sinal L1, pode-se usar tal informação para correlacionar com o sinal L2 que chega um pouco mais tarde. Desta forma, o código Y do sinal L1 é alimentado por um dispositivo no receptor (variable feed back loop) até que haja correlação com o código Y da portadora L2. O atraso ocorrido é equivalente a diferença entre as pseudo-distâncias que seriam geradas a partir do código P em L1 e L2, caso fossem disponíveis. Este valor é adicionado a pseudo- distância gerada a partir do código C/A para gerar a pseudo-distância em L2. Depois de correlacionar os dois sinais, eles estão precisamente alinhados e podem ser subtraído das portadoras, gerando a portadora L2, com comprimento de onda igual a original, ou seja 24 em (Talbot, 1992).

(d) Correlação do Código com Quadratura do Sinal (Code-Relating Squaring)

Esta técnica usa o fato de que a maioria do código Y é composto pelo código P. Correlacionando o código Y em L2 com uma réplica do código P e usando técnicas de filtragem é possível medir a pseudo-distância na portadora L2. O sinal é então quadrado para obter a portadora L2 com comprimento de onda duas vezes inferior o original. Esta técnica é aplicada nos receptores GPS Leica 200.

(e) Técnica P-W (P-W Code Tracking)

Esta técnica foi desenvolvida pela Ashtech e é usada nos receptores Ashtech ZXII. O código Y pode ser dividido em duas componentes: o código P original, e o código W, este último usado na criptografia do código P. A técnica P-W, tal como a da correlação cruzada, supõe que o código Y é o mesmo nas portadoras L1 e L2. Além disto usa-se o conhecimento de que o código W é gerado em uma frequência bem mais baixa (50 bps) se comparada com a do código P. Uma réplica do código P é correlacionada com o código Y (P-W) e usando processos de filtragem de sinal, os sinais em L1 e L2 podem ser comparados, permitindo estimar o valor do código W, o qual é eliminado, deixando apenas o código P. esta técnica proporciona três pseudo-distâncias (C/A, Y1 e Y2) e duas medidas de fase da onda portadora (L1 e L2) ambas com comprimento de onda igual a original (Ashjaee and Lorenz, 1992).

Impacto da Disponibilidade Seletiva e Anti/Fraude

Já foi citado na seção 1 a respeito da limitação da acuracidade do sistema GPS via Selective Availability (SA: Disponibilidade Seletiva) e Anti-Spoofing (AS: Anti-fraude). Estes dois tipos de limitação da acuracidade do sistema foram implementados nos satélites do Bloco II. A disponibilidade seletiva foi ativada em 4 de julho de 1991 às 04 hs TU. O AS foi exercitado intermitentemente durante o ano de 1993 e implementado em 31 de janeiro de 1994. Trata-se de redução proposital do nível de

acuracidade do GPS, de modo que o SPS (Standard Positioning Service) disponível para os usuários não autorizados seja da ordem de 100 m, ao nível de confiança de 95%. Isto significa que a acuracidade da posição horizontal de um usuário posicionando-se de forma absoluta será da ordem de 100 m ou melhor, durante 95% do tempo.

Esperava-se que apenas o AS seria suficiente para proporcionar a limitação no nível de acuracidade. No entanto, posicionamento com o código CA mostrou acuracidade da ordem de 20 a 40m (Sceber, 1993). Esta inesperada situação desfechou o programa chamado disponibilidade seletiva (SA), para ser incorporado nos satélites do Bloco L1. Dois efeitos fazem parte da SA: manipulação das efemérides transmitidas (técnica ϵ) e desestabilização sistemática do oscilador do satélite (técnica δ)

O impacto da SA sobre os usuários civis têm sido um ponto de muitas discussões entre usuários GPS e vários testes foram realizados para avaliar seu efeito. Há um aumento no ruído do código e da onda portadora. Os efeitos da técnica ϵ pode provocar efeitos sistemáticos na escala e orientação de uma base, caso a sessão de observação não seja longa o suficiente para eliminar o efeito da perturbação da órbita. O efeito da técnica δ provoca um efeito adverso na detecção e reparo de perdas de ciclos para medidas não diferenciadas. O efeito é praticamente eliminado na diferenciação, haja vista não depender da geometria do satélite. Para navegação, o uso de DGPS (Differential GPS) ou WADGPS (Wide Area Differential GPS) praticamente elimina os efeitos de SA. Encontra-se em discussão no momento, a eliminação da SA dentro de um período de 4 a 10 anos (Gibbons, 1996), o que vai de encontro a aspirações da comunidade usuária. Vale a pena citar que o sistema russo, similar ao GPS, denominado GLONASS, encontra-se em plena operação, sem as desvantagens de SA e AS do GPS. Claramente, é um rival em potencial para o GPS.

O AS refere-se a não permissão de acesso ao código P. Para tanto, o código P é criptografado, resultando num código protegido, denominado Y. Somente usuários autorizados têm acesso ao código P quando o AS está ativado. O objetivo primário do AS é evitar que usuários não autorizados possam gerar códigos P falsos, interferindo com o uso militar do sistema (Underhill & Underhill, et al. 1992). O código Y é resultante de uma combinação dos códigos P e W. Este último é gerado numa razão de 50 bps (bits por segundos), ao passo que o código P apresenta uma razão de $10,23 \times 10^6$ bps (Monico, 1995).

Erros Relacionado com os Satélites

O sistema GPS está sujeito à erros aleatórios, sistemáticos e grosseiros. As fontes de erros envolvidas no processo de medidas devem ser bem conhecidas. Os erros sistemáticos podem ser parametrizados (modelado como termos adicionais) ou eliminados por técnicas apropriadas. Os erros aleatórios, por sua vez, não apresentam qualquer relação funcional com as medidas e são, normalmente, as discrepâncias remanescente nas observações depois que todos os erros grosseiros e sistemáticos são minimizados. Eles são inevitáveis, sendo portando, considerados como uma propriedade inerente da observação. A tabela abaixo apresenta uma subdivisão das fontes de erros e lista de alguns de seus efeitos.

FONTES	EFEITOS
Satélite	Erro da órbita Erro do relógio Relatividade Atraso de Grupo
Propagação do sinal	Refração troposférica Refração ionosférica Perdas de ciclos Sinais refletidos Rotação da Terra
Receptor/Antena	Erro do relógio Erro entre os canais Centro de fase da antena
Estação	Erro nas coordenadas Marés terrestres Movimento do Polo Carga dos oceanos Pressão da atmosfera

Erros orbitais

Informações orbitais podem ser obtidas a partir das efemérides transmitidas pelos satélites ou das pós-processadas, denominadas efemérides precisas. As coordenadas dos satélites calculadas a partir das efemérides são, normalmente, injuncionadas como fixas durante o processo de ajustamento dos dados GPS. Assim sendo, qualquer erro nas coordenadas do satélite se propagará para a posição do usuário. No posicionamento por ponto (próximo capítulo), os erros serão propagados diretamente para a posição do usuário. Já no posicionamento relativo, os erros orbitais são praticamente eliminados, mas erros remanescente degrada a acuracidade da linha base na medida que esta se torna mais longa. Uma regra muito útil, que expressa o erro na base como função do erro na posição do satélite (Well *et al*, 1986) é dada por:

$$\Delta b = b \Delta r / r$$

onde,

- Δb é o resultante na base;
- b é o comprimento da base (km);
- Δr é o erro na posição do satélite e;
- r é a distância do satélite ao receptor (≈ 20.000)

A acuracidade das efemérides transmitidas, de acordo com a literatura especializada (Seeber, 1993; Hofmann-Wellenhof *et al*, 1992; Leick, 1995), deve variar entre 20 e 50 (1 σ). Elas são disponíveis em tempo real, haja vista serem transmitidas com as observações. As efemérides precisas, com acuracidade estimada de 20 cm a 1 m, resultante de pós-processamento, só ficam disponíveis para os usuários dentro de uma semana após a coleta dos dados. A tabela a seguir apresenta erros típicos resultantes no processamento de bases com comprimento variando entre 10 e 5000 km. Para o caso das efemérides transmitidas (ET), foram adotados como erros orbitais os valores 20 e 100 m. Com efemérides precisas (EP), erros de 20 cm e 2 m foram

considerados. Os valores 100 e 2 m, embora acima dos limites esperados, corresponde a 2σ .

Resultados documentados na literatura GPS têm evidenciado que a regra acima é um tanto pessimista. Têm sido sugerido que ela representa mais apropriadamente a propagação dos erros orbitais sobre a componente vertical (Santos, 1995). De qualquer forma fica claro que o uso das efemérides precisas deverá atender a maioria das atividades geodésicas, pois chega a atingir precisão relativa da ordem de 10 ppb (partes por bilhão). Nas atividades necessitando de posicionamento em tempo real, as ET têm sido usadas. No entanto, se a acuracidade desejada deve ser melhor que a proporcionada pelo sistema GPS com o uso de ET no método diferencial (DGPS), a tendência atual é o uso de WADGPS (Wide Area Differential GPS) (Mueller, 1994), em fase de desenvolvimento. Nos Estados Unidos, sistemas de WADGPS já encontram-se em funcionamento.

EFEMÉRIDES	Erro Orbital Δr (m)	Comprimento da base b (km)	Erro na base Δb (cm)	Acuracidade Relativa $\Delta b / b$ (ppm)
ET	100	10	5	5.0
		100	50	
		1000	500	
		5000	2500	
ET	20	10	0.1	1.0
		100	10	
		1000	100	
		5000	500	
ET	2	10	0.1	0.1
		100	1	
		1000	10	
		5000	50	
ET	0.2	10	0.01	0.01
		100	0.1	
		1000	1	
		5000	5	

Erros no Relógio do Satélite

Embora altamente acurados, os relógios atômicos à bordo dos satélites não acompanham o sistema de tempo GPS. A diferença chega a ser, no máximo, de 1 milissegundo (Wells *et al*, 1986). Os relógios são monitorados pelo segmento de controle. O valor pelo qual eles diferem do tempo GPS faz parte da mensagem de navegação na forma de coeficientes de um polinômio de segunda ordem, dado por:

$$Dt(t) = a_0 + a_1(t - t_0) + a_2(t - t_0)^2$$

Onde:

t_0 é o tempo de referencia de relógio (clock);

a_0 é o estado do relógio do tempo de referência;

a_1 é a marcha linear do relógio e;

a_2 é a variação da marcha do relógio.

A técnica δ usada na SA (dither) é implementada através da introdução de erro no parâmetro a_i (Lachapelle *et al*, 1992). Conseqüentemente, quando a SA estiver ativa,

o polinômio acima não modela adequadamente os erros dos relógios dos satélites. Os efeitos podem ser minimizados pelo posicionamento diferencial.

Relatividade

Os efeitos da relatividade no GPS não são restritos somente aos satélites (órbitas e relógios), mas também a propagação do sinal e aos relógios dos receptores. O relógio do satélite, além dos erros já mencionados, variam devido a relatividade geral e especial. Os relógios nas estações de monitoramento e de bordo estão situados em locais com potenciais gravitacionais diferentes, além de mover-se com velocidades diferentes. Isto provoca uma aparente alteração na frequência dos relógios de bordo com relação aos terrestres. Os efeitos são compensados pela redução da frequência nominal dos relógios dos satélites em $4,55 \times 10^{-3}$ Hz, antes do lançamento.

Apesar destes cuidados, alguns efeitos não são eliminados. Porém no processamento usando técnica diferencial, elimina-se a maioria destes efeitos.

Atraso de Grupo

Este erro é decorrente do retardo dos sinais quando passam através do hardware do satélite, afetando o tempo de propagação do sinal. No entanto, a calibração durante a fase de testes dos satélites permite determinar a magnitude do atraso e introduzi-la como parte dos coeficientes do polinômio do relógio.

Erros relacionados com a Propagação do Sinal

Os sinais provenientes dos satélites atravessam a atmosfera onde sofrem refração, resultando numa trajetória curva associada a um atraso na chegada do sinal. A trajetória curva se deve ao fato do sinal passar através de vários níveis de densidade variáveis. O retardo do sinal é uma consequência da diferença entre a velocidade do sinal na atmosfera e no vácuo. O meio onde ocorre a propagação consiste essencialmente da troposfera e da ionosfera. A troposfera se estende da superfície terrestre até aproximadamente 50 km e comporta-se como um meio não dispersivo, isto é, a refração é independente da frequência do sinal. A ionosfera é um meio dispersivo (a refração depende da frequência), o que significa que a fase da portadora e a modulação sobre ela serão afetadas de forma diferentes. A ionosfera abrange aproximadamente a região que vai de 50 até 1000 km acima da superfície terrestre. Por se tratar de regiões apresentando comportamentos diferentes, elas serão tratadas separadamente. Além destes efeitos, inclui-se nesta seção o efeito do movimento de rotação da Terra nas coordenadas do satélite durante a propagação do sinal.

Refração Troposférica

O efeito da troposfera podem variar de poucos metros até aproximadamente 100 m, dependendo da densidade da atmosfera e do ângulo de elevação do satélite. A refração troposférica é muito sensível à quantidade de vapor d'água presente, razão pela

qual costuma-se dividi-la em duas componentes : uma seca e outra úmida. Uma das várias expressões que existe para a refratividade é:

$$N = 77,6 \frac{P}{T} + 3,73 \times 10^5 \frac{e}{T^2}$$

Onde: P é a pressão atmosférica total (mbars),
T é a temperatura absoluta (Kelvin) e;
e é a pressão parcial de vapor d'água.

Refração Ionosférica

A ionosfera, ao contrário da troposfera, é um meio dispersivo. Isto significa que a refração ionosférica depende da frequência do sinal. Uma relação básica entre o índice de refração (n) e a frequência (f) é dada por (Dodson *et al.*, 1993; Hofmann-Wellenhof *et al.*, 1992):

$$N = 1 \pm A \frac{1}{f^2} \pm N_t$$

Onde:

A 1 é uma simples combinação de constantes físicas ($=40,3 \text{ Hz}^2$);
Ne é a densidade de elétrons livre na ionosfera ($\cong 10^{16} \text{ elétrons/m}^3$) e;
 $\pm$ depende, se o índice de refração é para ser usado com o código (+ para índice de refração de grupo) ou com a portadora (- para índice de refração da fase).

Nesta expressão pode ser visto que o índice de refração da fase é menor que a unidade, significando que a fase sofre um avanço quando passa através da ionosfera. O código por sua vez sofre um atraso, já que n maior que um para este caso. Desta forma, as pseudo-distâncias são mais longas e as medidas de fase da portadora mais curtas que a distância geométrica entre o satélite e receptor. A diferença é idêntica em ambos casos. A parte da frequência do sinal, n também afetada pela densidade de elétrons livres, dependendo da atividade solar. Tempestades magnéticas superpõem um padrão irregular sobre o ciclo da mancha solar, tornando a predição da densidade de elétrons livres muito difícil. As regiões que apresentam os maiores distúrbios na ionosfera são a equatorial e polar.

Considerando apenas os termos de primeira ordem, a refração ionosférica é obtida da seguinte expressão:

$$I = 1 \pm A \frac{1}{f^2} \pm N_t$$

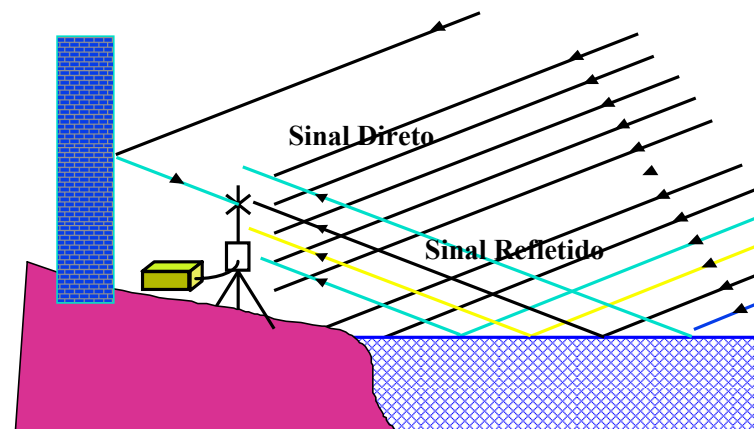
onde N_t é o conteúdo total de elétrons (TEC: Total Electron Contents). O TEC representa o número de elétrons de uma coluna atravessando a ionosfera junto com o sinal, com área da seção transversal igual a 1 m^2 .

A dependência da frequência torna possível eliminar os efeitos de primeira ordem quando se coleta os dados com um receptor de dupla frequência. Para receptores de frequência simples, a ionosfera é a maior fonte de erro. No posicionamento relativo, sobre distâncias curtas (10 a 20 km), a maioria dos erros é eliminada. No entanto, receptores de frequência simples são normalmente usados sobre linhas de bases maiores que as consideradas adequadas para eliminar grande parte dos efeitos da ionosfera. Desta forma, o uso de modelos da ionosfera pode melhorar os resultados. Nestes

modelos, medidas de fase coletadas com receptores de dupla Sequência são usadas para estimar as correções para os usuários de frequência simples operando na área. Maiores detalhes podem ser encontrados em Newby and Langley, (1 990) Georgiadou Y., (1 990), Newby and Langley, (1 992) e Klobuchar, (1986). Este método é ideal para ser usado dentro do contexto da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC), a qual consistirá de uma série de receptores GPS de dupla frequência coletando dados continuamente em diversas regiões do Brasil.

Sinais refletidos (multipath)

O receptor pode, em alguma circunstância, receber além do sinal que chega diretamente a antena, sinais refletidos em superfícies vizinhas à mesma (multipath). Tal circunstância depende da relatividade do meio onde se posiciona a antena, características da antena e de técnicas utilizadas para impedir sinais refletidos. As condições um tanto arbitrária envolvendo o levantamento torna a modelagem destes efeitos um tanto difícil, muito embora algumas combinações de observáveis permitam avaliar o nível de sinais refletidos. Estes efeitos são normalmente considerados como erros aleatórios, muito embora, em alguns casos, pode-se comportar como efeitos sistemáticos. Desta forma, a recomendação mais efetiva é evitar levantamentos em locais propícios a estes efeitos. A figura 3.2 ilustra a ocorrência de sinais refletidos.



Perdas de Ciclos

As medidas de fase são, normalmente, contínuas com respeito ao período de uma sessão de observação. Quando há uma não continuidade na medida da fase diz-se que ocorreu perda de ciclos. Isto pode ser devido a bloqueio do sinal, aceleração da antena, variações bruscas na atmosfera, interferências de outras fontes de rádio e problemas com o receptor e software. Quando ocorre perda de ciclos, é de se esperar que a parte fracional permanece correta; somente o número inteiros de ciclos sofre um salto. É necessário, e na maioria das vezes é possível, corrigir a fase da portadora do número inteiros de ciclos provocando a descontinuidade. Diversas técnicas tem sido desenvolvida para este fim. Uma outra opção é introduzir uma nova ambigüidade como incógnita no modelo de ajustamento.

Rotação da Terra

O cálculo das coordenadas do satélite apresentada no capítulo 1 foi para o instante de transmissão do sinal e num sistema de coordenadas fixo a Terra. Desta forma, torna-se necessário efetuar a correção do movimento de rotação da Terra. Durante a propagação do sinal, o sistema de coordenadas rotaciona com relação ao satélite, alterando suas coordenadas. As coordenadas originais do satélite devem ser rotacionadas sobre o eixo Z de um ângulo α , definido como o produto do tempo de propagação pela velocidade de rotação da Terra .

Erros Relacionados com o Receptor e Antena

Os erros relacionados com o receptor e antena são aqueles devido ao hardware do receptor e *design* da antena.

Erro do relógio

Os receptores GPS são normalmente equipados com osciladores de quartzo, os quais possuem boa estabilidade interna e são de custos relativamente baixo. Cada receptor possui a sua própria escala de tempo, definido pelo oscilador interno, a qual difere da escala de tempo GPS. Alguns receptores possuem osciladores altamente estáveis, podendo aceitar padrões de tempo externo. No entanto, são receptores de custo elevado, normalmente utilizados em redes de alta precisão. De qualquer forma, no posicionamento relativo, os erros dos relógios são praticamente eliminados, não exigindo para a maioria das aplicações, padrões de tempo altamente estáveis.

Erros entre Canais

Quando um receptor possui mais que um canal de rastreo, pode ocorrer erro (sistemático) entre os canais. Atualmente, a maioria do receptores geodésicos possuem canais múltiplos, com cada um dos canais registrando os dados de um satélite particular, sujeito portanto ao tipo de erro aqui discutido. Para corrigi-lo, o receptor

realiza uma calibração no início de cada levantamento. Para tal, cada canal rastreia simultaneamente um satélite em particular e determina os erros em relação a um canal tomado como padrão. Todos as medidas subseqüentes são corrigidas deste efeito.

Centro da Fase da Antena

O centro elétrico da antena é um ponto no qual as medidas dos sinais são referenciadas e geralmente não coincide com o centro físico da antena. A discrepância varia com a intensidade e direção dos sinais e é diferente para a portadora L1 e L2. Para levantamentos de alta precisão, todas as antenas envolvidas no projeto devem ser calibradas, visando corrigir as observações. Antenas de mesmo fabricante e modelos iguais não devem apresentar maiores problemas. No entanto, recomenda-se que a orientação de todas as antenas envolvidas num projeto esteja na mesma direção.

Erros Relacionados com a Estação

Além de erros nas coordenadas da estação, no caso de fixar as coordenadas da estação base, outros erros resultantes de fenômenos geofísicos podem causar variações nas coordenadas das estações envolvidas no levantamento durante o período de coleta das observações. Entre eles estão incluídos os efeitos de marés terrestres, carga dos oceanos e carga da atmosfera.

Coordenadas da Estação

Posicionamento GPS, no modo relativo, proporciona diferenças de coordenadas tridimensionais (ΔX , ΔY e ΔZ) de alta precisão. As diferenças de coordenadas não contém informações sobre o sistema de referência (datum), as quais são indispensáveis em qualquer tipo de levantamento. Para tal, pelo menos um ponto deve ser mantido fixo. Qualquer erro em suas coordenadas irá ser propagado para as coordenadas dos pontos determinados a partir dele. Um outro tipo de problema, que quase sempre passa despercebido, é que um erro na posição do ponto fixo, também afetará as componentes relativas, não especialmente ΔX , ΔY e ΔZ , mas $\Delta\phi$, $\Delta\lambda$ e $h\Delta$. A obtenção de cada uma destas componentes é função das coordenadas supostas erradas. Têm sido mostrado que um erro de 5 m nas coordenadas de uma estação base pode produzir erros de 1,0, 0,9 e 0,8 ppm nas diferenças de coordenadas geodésicas $\Delta\phi$, $\Delta\lambda$ e $h\Delta$ respectivamente (Breach, 1990). Isto mostra a importância de se ter coordenadas das estações bases compatíveis com a do WGS-84. Não é o que acontece no Brasil no momento, haja vista que os parâmetros de transformação entre o SAD-69 e WGS-84 foi estimado para a estação Chuá, origem do SAD-69, e são aplicados para todo o Brasil. Deformações da ordem de 20 m podem ser esperada, o que certamente deteriorará a alta acuracidade proporcionada pelo GPS.

Marés Terrestre

A deformação da Terra devido as forças das marés (sol e lua) é denominada marés terrestres (Earth Body Tides). Próximo ao equador, a superfície desloca-se por volta de 40 cm durante um período de 6 horas (Baker, 1984). A variação é função da posição do sol e da lua, sendo que os períodos principais destas variações são 12 (semi-diurna) e 24 (diurna) horas. Tal variação é função do tempo, mas também depende da posição da estação. O efeito é similar para estações adjacentes e é provável que a maioria deles seja cancelado no processo diferencial. Para redes com linhas base longas, tais efeitos devem ser modelados. Detalhes do algoritmo padrão a ser usado com GPS é dado no IERS Standards (McCarthy, 1992).

Movimento do Polo

A variação das coordenadas das estações causadas pelo movimento do polo deve também ser considerada. Tal variação atinge até 25 mm (componente radial) e não se cancela sobre qualquer duração da sessão. No entanto, no posicionamento relativo é praticamente eliminada.

Carga dos Oceanos

O peso que o oceano exerce sobre a superfície terrestre produz cargas periódicas na superfície terrestre resultando em deslocamento (Baker, 1984). A magnitude do deslocamento depende do alinhamento do sol, lua e posição do observador, podendo alcançar cerca de 10 cm na componente vertical em alguma parte do globo. Em regiões afastada da costa, este valor decresce, mas ainda podem alcançar cerca de 1 cm para distâncias (oceano-estação) de 1000 km (Baker *et al.*, 1995). Considerando a precisão preconizada pelo GPS, tais efeitos devem ser levados em consideração quando se objetiva levantamento de alta precisão. Para a maioria das aplicações, tal efeito pode ser desprezado, tal como é, sem maiores problemas.

Carga da Atmosfera

A carga da atmosfera exerce força sobre a superfície terrestre. Variações da distribuição da massa atmosférica, a qual pode ser inferida a partir da medida de pressão da atmosfera, induz deformações sobre a crosta, principalmente na direção vertical. As maiores deformações estão associadas com tempestades na atmosfera, podendo alcançar 10 mm (Van Dam and Wahr, 1987). A maioria dos programas para processamento de dados GPS ainda não apresenta modelos para correções desta natureza. Para redes de grande dimensão, requerendo alta acuracidade, recomenda-se estender a campanha para 2 semanas, ao invés dos usuais 3 a 5 dias (Blewitt *et al.*, 1994). Não se trata de um efeito com o qual o usuário deva se preocupar, mas vale a pena ter conhecimento sobre ele e saber que o GPS é sensível ao mesmo.

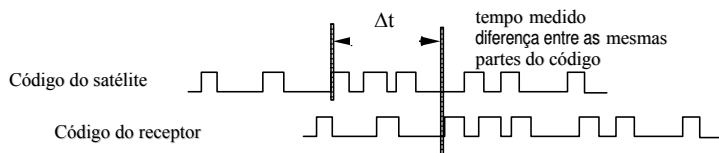
TÉCNICAS DE POSICIONAMENTO GPS

Introdução

O posicionamento geodésico pode ser realizado no modo Pontual ou relativo. No primeiro caso, a posição do ponto é determinada num sistema de referência bem definido, que no caso do GPS é o WGS-84. No posicionamento relativo, a posição de um ponto é determinada com relação a do outro, cujas coordenadas devem ser conhecidas. As coordenadas do ponto conhecido devem estar referenciadas ao WGS-84, ou num sistema compatível, caso se efetue o posicionamento usando o GPS. Neste caso, os elementos que compõem a linha base, ou seja, ΔX , ΔY e ΔZ , são determinados e, ao serem acrescentados as coordenadas do ponto base, proporcionam as coordenadas do ponto desejado. Pode-se ainda acrescentar que tanto no posicionamento por ponto, quanto no relativo, o objeto a ser posicionado pode estar em repouso ou em movimento, dando origem as denominações de posicionamento estático e cinemático.

Posicionamento por Ponto (Método Absoluto)

No posicionamento por ponto necessita-se apenas de um receptor. Este método de posicionamento é o mais utilizado em navegação de reduzida precisão. O posicionamento instantâneo de um ponto (tempo real), usando a pseudo-distância derivada do código C/A (SPS), apresenta precisão planimétrica da ordem de 100 m (95%). Mesmo se a coleta de dados sobre um ponto estacionário for de longa duração, a qualidade dos resultados não melhora significativamente, em razão dos erros sistemáticos envolvidos na observável. É possível incluir no processamento, além da pseudo-distância, a fase da onda portadora no processamento, caso esta seja disponível. No entanto, tal combinação não é uma prática muito utilizada no posicionamento por ponto, haja vista não proporcionar refinamento da solução. Portanto, o posicionamento por ponto não se trata de um método utilizado para fins geodésicos e cadastrais. De qualquer forma apresentar-se-á os fundamentos do método, pois o mesmo será útil para a apresentação de alguns conceitos envolvidos no GPS.



ESTRUTURA DO ERRO GPS NO POSICIONAMENTO ABSOLUTO ERROS COMPUTADOS NA MEDIÇÃO DA PSEUDO-DISTÂNCIA TÍPICO PARA RECEPTORES DE BOA QUALIDADE	
Erro do relógio do satélite	0.61m
Erro de efemérides	0.61m
Erro de relógio do receptor	1.22m
Erros atmosféricos/ionosféricos	3.66m
Erro de S/A (se implementado)	7.62m
Total do erro aplicado a pseudo-distância – 13,72m	

Fontes de Erro da Pseudo-distância

POSICIONAMENTO RELATIVO

Para realizar posicionamento relativo é normal dizer que o usuário deve dispor de dois ou mais receptores. No entanto, com o advento dos chamados Sistemas de Controle Ativos (SCA), um usuário com apenas um receptor poderá efetuar posicionamento relativo referido ao sistema de referência do SCA. Deverá, para tal, acessar os dados de uma ou mais estações pertencentes ao SCA, via algum sistema de comunicação.

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

pseudo-distâncias;

pseudo-distâncias suavizadas pela portadora e;

fase da onda da portadora em conjunto com as pseudo-distâncias.

Em navegação, normalmente, faz-se uso das pseudo-distâncias ou pseudo-distâncias suavizadas pela portadora, mas as pseudo-distâncias são mais frequentemente usadas. A técnica mais popular em navegação é conhecida como DGPS (Differential GPS), a qual pode proporcionar precisão da ordem de 2 a 5m, quando se faz uso das pseudo-distâncias. O DGPS têm a capacidade de proporcionar posicionamento em tempo real, muito embora possa também ser pós-processado. O posicionamento cinemático relativo, sob a denominação de OTF (On-The-Fly) ou RTK (Real Time Kinematic), têm a portadora como observável fundamental, apresentando alta precisão. Ele será apresentado dentro do conceito de métodos de posicionamento relativo em tempo real, juntamente com a técnica DGPS.

Nos métodos estáticos, que utilizam como observável básica a portadora, pode-se alcançar precisão centimétrica, ou mesmo milimétrica. Embora se trate de um

método estático, pode-se aplicar a técnica OTF no processamento, reduzindo sobremaneira o tempo de ocupação das estações a levantar. Pode-se também utilizar como observável a pseudo-distância pura ou suavizada pela portadora, casos em que reduz a acuracidade para a ordem do decímetro.

Encontra-se ainda na literatura GPS os métodos denominados estático rápido, *stop & go* (pare e continue), semi ou pseudo-cinemático, além de cinemático puro, entre outros. Estes métodos são fundamentalmente usados para fins de levantamentos, onde se objetiva rapidez, e não há interesse nas coordenadas da trajetória. Eles serão apresentados dentro do conceito de métodos rápida.

Um resumo dos tópicos a serem abordados dentro do posicionamento relativo aponta para os seguintes métodos (ou denominações):

posicionamento relativo estático;

posicionamento relativo em tempo real (cinemático).

Posicionamento relativo rápido estático.

POSICIONAMENTO RELATIVOS ESTÁTICOS

A observável normalmente usada no posicionamento relativo estático é a dupla diferença da fase da portadora, muito embora possa também utilizar a dupla diferença da pseudo-distância, ou mesmo uma combinação de ambas. Os casos em que se tem a fase da portadora como observável fundamental são os que apresentam melhores resultados em termos de acuraria. Trata-se da técnica mais utilizada em posicionamento geodésico. Neste tipo de posicionamento, dois ou mais receptores rastreiam os satélites visíveis por um período de tempo que pode variar de dezenas de minutos, até algumas horas. O caso envolvendo curtos período de ocupação (até dez minutos), será tratado dentro como método rápido.

Como no posicionamento relativo estático o período de ocupação das estações é relativamente longo, somente as duplas diferenças da fase da portadora serão incluídas como observáveis. Como a precisão da fase da portadora é muito superior que a da pseudo-distância, esta última não melhora os resultados significativamente quando o período de coleta de dados for longo. Mesmo assim, as pseudo-distâncias devem estar disponíveis, pois elas são utilizadas no pré-processamento para estimação do erro do relógio do receptor.

POSICIONAMENTO RELATIVO EM TEMPO REAL

No posicionamento relativo em tempo real, além dos dois receptores normalmente empregados no posicionamento, um dos receptores deve receber, além das observações por ele coletadas, informações adicionais via algum sistema de comunicação. Estas informações podem ser as próprias observações coletadas, simultaneamente, num outro receptor ou estação, caso denominado na literatura de cinemático (Pure Kinematic Method), ou correções diferenciais, método este denominado de DGPS (Differential GPS).

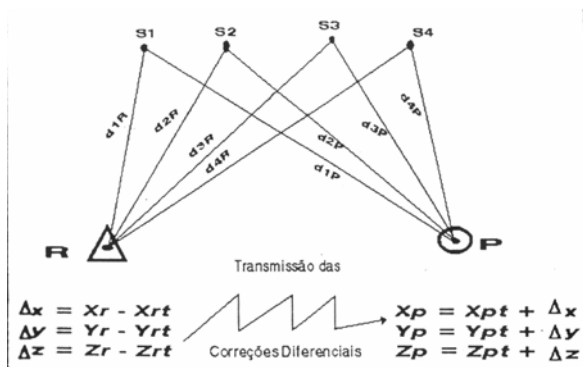
GPS DIFERENCIAL (DGPS)

O DGPS foi desenvolvido para as aplicações em navegação necessitando de precisão melhor que a oferecida pelo GPS quando se usa o SPS no modo absoluto (posicionamento por ponto). O conceito de DGPS envolve o uso de um receptor estacionário numa estação com coordenadas conhecidas, rastreando todos os satélites visíveis. O processamento dos dados nesta estação (posicionamento por ponto) permite que se calcule correções posicionais ou de pseudo-distâncias. As correções das coordenadas ΔX , ΔY e ΔZ são possíveis de serem determinadas, pois se conhece as coordenadas da estação base. As correções das pseudo-distâncias são baseadas nas diferenças entre as pseudo-distâncias observadas e as calculadas a partir das coordenadas dos satélites e da estação base. Estando a estação base localizada nas proximidades da região de interesse, há uma forte correlação entre os erros calculados na estação base e os erros da estação móvel. Desta forma, se o usuário receber tais correções, ele poderá corrigir as suas posições ou as pseudo-distâncias observadas, dependendo do método de correção adotado.

A aplicação de correções nas posições é o método mais fácil de se usar em DGPS, mas o mesmo é significativamente afetado pela SA se qualquer um dos satélites não for rastreado simultaneamente nas duas estações. Nestes casos, os resultados apresentariam qualidade inferior que o usual.

Quando se utiliza correções para as observações de pseudo-distâncias, não há necessidade do usuário rastrear a mesma constelação de satélites presente na estação base, pois ele só aplicará as correções nas pseudo-distâncias dos satélites efetivamente rastreados. Se algum dos satélites rastreados não apresentar correções, e há um número suficiente de satélites para efetuar o posicionamento, é aconselhável não utilizar tais satélites.

Considerar o seguinte esquema



O ponto R possui coordenadas de referência X_r , Y_r e Z_r . O receptor situado em R, rastreia os satélites S1, S2, S3 e S4. Num instante t , o receptor R calcula as seguintes coordenadas X_{rt} , Y_{rt} , Z_{rt} , utilizando as pseudo-distâncias: $d1r$, $d2r$, $d3r$ e $d4r$.

Neste mesmo instante t , o receptor móvel localizado em P, calcula as coordenadas do ponto X_{pt} , Y_{pt} , Z_{pt} , usando as pseudo-distâncias $d1p$, $d2p$, $d3p$ e $d4p$. Para este mesmo instante t pode-se calcular as diferenças no ponto de referência R(t):

$$\Delta x = X_r - X_{rt}$$

$$\Delta y = Y_r - Y_{rt}$$

$$\Delta z = Z_r - Z_{rt}$$

Aplicando estas diferenças às coordenadas calculadas no ponto P, obtém-se:

$$X_p = X_{pt} + \Delta x$$

$$Y_p = Y_{pt} + \Delta y$$

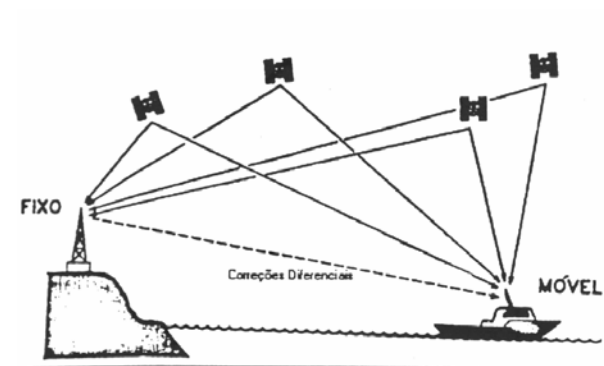
$$Z_p = Z_{pt} + \Delta z$$

onde X_p , Y_p , Z_p são as coordenadas corrigidas diferencialmente do ponto P, no instante t . Note que os dois receptores (referência e móvel) rastreiam os mesmos satélites, ao mesmo tempo.

O método diferencial de posicionamento GPS, possui as seguintes variantes:

A) DGPS EM TEMPO REAL-

É a representação da figura abaixo. Nesta variante as correções diferenciais são transmitidas ao receptor remoto, por uma ligação rádio de dados, utilizando o protocolo RTCM-SC-104 ("Radio Technical Commission for Maritime Services Special Committee N° 104") que especifica o modo de transmissão dos dados GPS (por "link" de rádio) para estas correções. O receptor "rover", poderá então gravar seus dados em arquivos no próprio receptor, para posterior descarga de dados para CADs ou GIS. Este processo fornece precisões de 1 a 10 metros, dependendo do DOP. Caso o receptor remoto estacione, isto é, deixe de se movimentar, o usuário poderá adotar duas atitudes: 1) Encerrar o arquivo "rover" e iniciar um novo arquivo para a posição estática. Desta maneira poderá se valer de médias das posições estáticas gravadas, conseguindo precisões sub-métricas. 2) Não encerrar o arquivo aberto. Neste caso quando da plotagem dos dados, aparecerá um "borrão" de pontos com raio de ± 10 metros.



B). DGPS PÓS-PROCESSADO

Nesta variante não existe ligação rádio entre receptores fixo e móvel. A correção diferencial se faz a posterior, com os dados dos receptores descarregados e processados por um software próprio. A grande vantagem deste processo em relação ao anterior, é que o usuário tem total controle sobre os pontos que estão sofrendo correção diferencial, isto é, através de filtros, tais como, número DOP do "rover", desvio padrão das pseudo-distâncias medidas pelo receptor remoto, intensidade do sinal de determinado satélite (evitando ruídos), o usuário pode rejeitar este ou aquele ponto ou grupos de feições coletadas, por não atenderem a precisão do projeto, no qual se está trabalhando. A outra grande vantagem diz respeito aos custos. O DGPS pós-processado dispensa o "link" de rádio, que em alguns casos, quando as distâncias são grandes, o custo dos transceptores é maior do que o custo dos próprios receptores GPS. Este processo é, por excelência, o melhor método de digitalização de superfícies reais, aplicáveis à projetos cartográficos de escala máxima de 1:5.000, o que corresponde à maioria das escalas cadastrais de áreas urbanas.

C) DGPS DE CAMPO

Esta terceira variante do DGPS é uma alternativa para quem só possui receptores absolutos. A precisão oscila entre 15 a 10 metros e é obtido da seguinte maneira: 1) Estaciona-se um receptor absoluto em um ponto de coordenadas conhecidas. 2) Combinam-se as horas, minutos e segundos (as correções diferenciais variam a cada 15 segundos) nos quais gravar-se-ão os pontos, tanto no receptor fixo quanto no itinerante (deve ser o mesmo horário para ambos). 3) Após a operação de campo, para cada ponto gravado na base, calculam-se diferenças simples $\Delta\phi$, $\Delta\lambda$ e ΔH , para cada horário combinado. 4) Verificam-se se os satélites recebidos no receptor base foram os mesmos para o receptor "rover", em cada horário no qual os pontos foram gravados (esta informação é comum entre todos os receptores, na gravação de coordenadas de pontos gravados e nomeados). 5) Rejeitam-se, então, os pontos que não atenderem à condição anterior. 6) Para os demais pontos aplicam-se as diferenças calculadas para cada ponto/horário. O DGPS de campo, é um meio de fortuna para se fugir das precisões do SPS (100 a 300 metros), conseguindo-se melhores precisões, sem que se possua equipamento adequado ao DGPS e, obviamente, não se presta à digitalização de superfícies reais.

A RBMC, em fase de implantação no Brasil, poderá no futuro servir como uma rede tipo WADGPS, e prover correções para os usuários.

MÉTODO CINEMÁTICO

Neste método assume-se que a observável fundamental é a fase da onda portadora. Há uma grande quantidade de aplicações que necessita das coordenadas da trajetória do receptor GPS com alta precisão. Um exemplo de interesse às pessoas ligadas às atividades de mapeamento, diz respeito aos vôos fotogramétricos utilizando GPS para determinar as coordenadas do centro perspectiva da câmera no instante de tomada da foto. Trata-se no entanto de um caso que se pode efetuar pós-processamento.

Em algumas aplicações marítimas ou na aviação, necessita-se das posições em tempo real. É fácil perceber que nestes casos, a ocorrência de perda de ciclos sem a possibilidade de recuperação, enquanto em movimento, não pode ser aceita. Deve-se portanto dispor de métodos capazes de corrigir as perda de ciclos ou solucionar as ambigüidades em pleno movimento. Esta técnica é denominada como solução da ambigüidade OTF (On-The-Fly).

Na técnica OTF para aplicações em tempo real, as ambigüidades devem ser solucionadas imediatamente após a coleta de dados. Como se trata de posicionamento relativo, no qual utiliza-se as observações de dupla diferenças, as observações coletadas na estação base devem ser transmitidas para a estação móvel, diferentemente da técnica DGPS, onde se transmite apenas correções.

Isto exige sistema de comunicação com grande capacidade de transmissão.

Dentro da técnica OTF há vários métodos disponíveis para a solução da ambigüidade, podendo-se citar o denominado LAMBDA (Least square AMBIGUITY Decorrelation Adjustment), FARA (Fast Ambiguity Resolution Approach), (Frei, Beutle, 1990), tratamento como rede neural (Landau, 1990), entre outros. Os métodos se baseiam, em geral, na estimativa de mínimos quadrados com algoritmo de procura. Como as ambigüidades são solucionadas em tempo real, isto equivale ao usuário dispor de distâncias entre o receptor e satélites com precisão milimétrica, permitindo posicionamento com acuracidade da ordem de 10 cm (Seeber, 1993).

Vale ressaltar que estes métodos nem sempre proporcionam as soluções da ambigüidade corretamente, exigindo portanto meios de analisar a qualidade dos resultados. Pesquisas ainda estão em desenvolvimento, e os sistemas atualmente capazes de proporcionar solução OTF ainda são de custos bastante elevados. Convém chamar a atenção que os métodos que usam o conceito OTF, embora desenvolvidos visando aplicações cinemática, podem muito bem ser usados em aplicações estáticas, reduzindo sobremaneira o tempo de ocupação das estações a serem levantadas.

POSICIONAMENTO RELATIVO ESTÁTICO RÁPIDO

Nesta seção serão abordados os métodos de posicionamento denominados pseudo-cinemático e semi-cinemático. Dentro desta classificação inclui o método *stop na go*, já que ele aparece na literatura como um método de posicionamento semi-cinemático. O termo estático rápido talvez não seja totalmente adequado para o conjunto de métodos a serem apresentados neste tópico, mas como durante a coleta de dados deve-se parar na estação, pelo menos para introdução da identificação da mesma, tal condição talvez justifique a nomenclatura. O objetivo é agrupar os métodos com características similares afim de evitar a adoção de termos diferentes para o mesmo procedimento.

Apresentaremos inicialmente o método denominado pseudo-cinemático em Seeber, (1993) e semi-cinemático em Teunissen, (1991). Trata-se do posicionamento em que há reocupação de uma ou todas estações. Sabe-se que para solucionar a ambigüidade, sem a aplicação dos métodos rápidos (OTF), necessita-se de um período de coleta de dados relativamente longo, devido a necessidade de alteração da geometria dos satélites que estão sendo rastreados. Na realidade, somente as primeiras e últimas observações contribuem significativamente para a solução. A concepção do método baseia-se então na coleta de dados por pelo menos dois períodos na mesma estação. As duas coletas devem estar separadas por um intervalo de tempo longo o suficiente (20-30 minutos) para proporcionar alteração na geometria dos satélites. Durante este intervalo,

outras estações podem ser ocupadas por período de tempo relativamente curto. O método requer que o receptor continue rastreando durante as visitas às estações, circunstância que exige um cuidadoso planejamento do levantamento antes da execução.

Há ainda outra opção, na qual se pode desligar o receptor durante o deslocamento de uma estação para outra, mas todos os pontos devem ser reocupados. O ponto inicial deve ser revisitado depois de um intervalo que permita a mudança da geometria dos satélites (30-60 minutos), prosseguindo-se com a reocupação nos demais pontos. Neste caso, os dois arquivos de dados coletados numa mesma estação, mas em instantes diferentes, são considerados como único, com perda de ciclos entre eles, as quais devem ser corrigidas por técnicas de dupla ou tripla diferença. Considerando as perdas de ciclos corrigidas adequadamente, o que nem sempre é possível.

O método *stop and go* se baseia em determinar rapidamente as ambigüidades e mantê-las durante o levantamento das estações de interesse. A antena é mantida coletando dados sobre a estação a ser levantada por um breve período de tempo, o necessário para a coleta da identificação da estação e montagem da antena. Portanto, a questão fundamental é a determinação da ambigüidade antes de iniciar o levantamento. As principais técnicas que têm sido extensivamente usadas são:

- 1) - determinação de uma base com longa ocupação antes de iniciar o método stop and go.
- 2) - Curto período de ocupação sobre uma base conhecida e;
- 3) - troca de antena.

O primeiro caso trata-se do posicionamento relativo estático, podendo-se portanto aplicar a técnica OTF para a solução inicial da ambigüidade. No entanto, se tal opção fosse disponível, seria mais conveniente também usá-la nas demais estações, evitando os problemas do método *stop and go*. No segundo caso, como se conhece as coordenadas de duas estações, os parâmetros a determinar no ajustamento são as ambigüidades, as quais podem ser solucionadas rapidamente. O terceiro método tem sido extensivamente usado, pois além de ser preciso, rápido e confiável, não requer o conhecimento de uma linha base próxima ao local.

Instala-se um dos receptores numa estação na região do levantamento, a qual possui coordenadas conhecidas e o outro, numa estação auxiliar próxima (2 a 5 metros). Coleta-se dados por um período de 1 minuto e então as duas antenas são trocadas, sem perder o contato (*lock on*) com os satélites, e coleta-se novamente dados por um período de 1 minuto. Não havendo perda de ciclos, as ambigüidades antes e depois da troca de antenas são as mesmas.

Combinando as equações de observações envolvidas no primeiro período de coleta de dados, com as do período seguinte, os valores das ambigüidades podem ser determinados. Neste caso, a geometria foi alterada ao fazer a troca de antenas, razão pela qual as ambigüidades podem ser solucionadas rapidamente sem aplicar técnicas de procura, tipo OTF.

Se houver perdas de ciclos durante o deslocamento, o levantamento deve ser reiniciado, partindo, por exemplo, do último ponto levantado, o qual seria a estação base. Tratar-se portanto de um método adequado para áreas não sujeitas à obstruções do sinal. É essencial que o receptor informe a respeito da ocorrência de perdas de ciclos!

DILUIÇÃO DA PRECISÃO (PDOP)

Os diversos DOPs (Dilution of Precision), freqüentemente usado em navegação, são obtidos a partir do conceito de posicionamento por ponto. O DOP proporciona uma indicação da precisão dos resultados que serão obtidos. Ele depende basicamente de dois fatores:

- a precisão da observação de pseudo-distância, expressa pelo erro equivalente do usuário (UERE: User Equivalent Range Error), que é associado ao desvio-padrão da observação (σ_r) e;
- a configuração geométrica dos satélites.

A relação entre σ_r e o desvio-padrão associado ao posicionamento (σ_p) pela seguinte expressão (Seeber, 1993)

$$\sigma_p = \text{DOP } \sigma_r$$

As seguintes designações são encontradas na literatura:

$$\begin{array}{ll} \sigma_H = \text{HDOP } \sigma_r & \text{para posicionamento horizontal;} \\ \sigma_V = \text{VDOP } \sigma_r & \text{para posicionamento vertical;} \\ \sigma_P = \text{PDOP } \sigma_r & \text{para posicionamento tridimensional e;} \\ \sigma_T = \text{TDOP } \sigma_r & \text{para posicionamento de tempo.} \end{array}$$

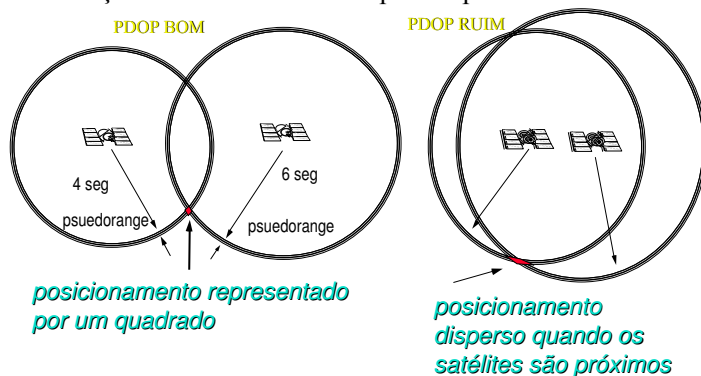
O efeito combinado de posição e tempo é determinado

$$\text{GDOP} = \sqrt{(\text{PDOP})^2 + (\text{TDOP})^2}$$

O PDOP pode ser interpretado como o inverso do volume V de um tetraedro formado pelas posições do usuário e dos satélites

$$\text{PDOP} = 1 / V$$

- Posição relativa dos satélites podem produzir erros



Aspectos Práticos e Algumas Aplicações do Gps

Neste tópico apresenta-se alguns dos aspectos práticos relacionados com o GPS, principalmente no que concerne ao planejamento, coleta e processamento de dados. Os assuntos abordados nos capítulos anteriores visaram proporcionar ao leitor o embasamento teórico necessário para que, ao executar levantamentos GPS, tenha um entendimento razoável das nuances envolvidas no processo. Esgotar todos os aspectos envolvidos não é possível e nem é a intenção, pois a cada projeto, surgem novos elementos. Uma breve descrição das aplicações GPS também faz parte deste capítulo. Em alguns casos, tal descrição se apresentará em conjunto com os aspectos práticos, haja vista que para abordar aspectos práticos deve-se considerar a aplicação em questão.

PLANEJAMENTO, COLETA E PROCESSAMENTO DE DADOS GPS

PLANEJAMENTO E RECONHECIMENTO

No planejamento de levantamentos GPS, tal como em qualquer método convencional, é essencial ter a disposição a documentação cartográfica mais recente da região de trabalho. Ela dará apoio na tarefa de definição dos pontos a serem levantados, definição dos trajetos a serem seguidos, entre outras. A condição e existência do apoio geodésico na região do levantamento deve ser verificada afim de definir os vértices do sistema de referência (SGB: Sistema Geodésico Brasileiro) a serem usados como estações bases. Considerando a dimensão territorial do Brasil e a distribuição do apoio básico, muitas vezes tais vértices poderão estar localizados há uma grande distância da área de trabalho. Trata-se, portanto, de uma questão fundamental no levantamento dos custos do projeto.

O planejamento da coleta de dados visando o transporte de coordenadas para as estações bases, a partir do apoio fundamental, depende de diversos fatores, entre eles precisão exigida no levantamento, equipamentos disponíveis, etc. Se o usuário dispor de dois equipamentos de dupla frequência, e a precisão exigida for decimétrica, o transporte de coordenadas da rede básica para a região de trabalho poderá ser realizada com apenas uma linha base, ligando um vértice da rede básica, e outro na região de trabalho. A duração da coleta de dados, dependendo das distâncias envolvidas, pode variar de 30 minutos a 2 horas, para linhas bases de até 500 km. Usuários com equipamentos de frequência simples (portadora e código), e necessitando de precisão decimétrica, deverão executar a tarefa em questão com linhas bases de no máximo 30 km, cada linha com tempo de coleta de dados maior que uma hora. Para garantir a contabilidade do trabalho, as coordenadas das estações bases deverão ser levantadas tendo como referência mais que um vértice da rede fundamental.

Ainda com relação a fase de obtenção das coordenadas de pontos base na região de trabalho, deve-se ter em mente as possibilidades futuras, haja vista, que em breve, a RBMC deverá estar totalmente operacional. A mesma será bastante útil para usuários dispo de pelo menos um receptor de dupla frequência, cujos dados poderão ser combinados com o da estação da RBMC mais próxima, permitindo conectar o ponto de interesse ao sistema de referência da RBMC de forma bastante eficiente. Isso é resultante da não exigência de ocupação de pontos da rede fundamental (rede clássica), normalmente situados em locais de difícil acesso. O usuário interessado nesta facilidade deverá acessar os dados das estações da RBMC, o que pode ser *off-line*, usando disquetes, ou via Internet.

No planejamento para levantamento de estações GPS, o responsável por tal tarefa deve ter em mente as facilidades oferecidas por este sistema de posicionamento, em relação aos métodos convencionais, onde havia a necessidade de implantar pontos básicos em região apropriada para visadas angulares. Com o GPS, o ideal é que os pontos estejam situados em locais de fácil acesso, principalmente por carro e motocicleta, evitando deslocamentos desnecessários e cansativos.

Definidos os pontos básicos, ou de apoio, deve se estabelecido um planejamento das observações. Este foi um fator preponderante durante a fase experimental do GPS, pois devido ao limitado número de satélites, era necessário saber a que horas eles estavam visíveis na região. O planejamento das observações dependia essencialmente

da disponibilidade de satélites. Nos dias atuais, com o sistema completo, a qualquer hora do dia ou noite, têm-se no mínimo quatro satélites visíveis. Portanto, o plano de observação é praticamente independente da configuração do sistema GPS, deixando o planejador mais livre para seu estabelecimento. Ele poderá definir um planejamento bastante otimizado, levando em consideração eficiência, precisão, custos e confiabilidade. Embora não essencial nos dias atuais, faz parte desta etapa a confecção de gráficos mostrando os diversos DOP e a elevação dos satélites, entre outros.

Nota-se que o modo de posicionamento a ser usado, em se tratando de posicionamento para fins geodésicos, topográficos ou cadastrais, é o relativo, em razão da acuracidade exigida. Na implantação dos pontos básicos, a partir dos quais se basearão os levantamentos locais, utiliza-se essencialmente o posicionamento relativo estático. O levantamento dos pontos dentro da área de interesse, dependendo da precisão exigida, poderá ser efetuado usando um dos métodos apresentados dentro do posicionamento relativo estático rápido. A duração da coleta de dados será definida em função da precisão desejada, comprimento da base e dos equipamentos e *software* disponíveis.

No planejamento envolvendo coleta de dados de longa duração, deve-se sempre considerar, no estabelecimento do plano de trabalho, a capacidade de armazenamento de dados, o qual é função da taxa de coleta, e o tempo de vida útil das cargas das baterias dos receptores.

O reconhecimento é também uma fase muito importante nos levantamentos de precisão geodésica e topográfica (mm a dm) utilizando o GPS. Para todos os métodos de posicionamento aplicáveis, deve-se verificar as condições locais visando identificar objetos que possam obstruir sinais, produzir multi-caminhamento, etc. Como regra, a linha de visada acima do horizonte deve estar livre em todas as direções. Muitas vezes tais condições não são possíveis, e o ponto é essencial para o levantamento. As obstruções devem ser registradas por meio de um diagrama na folha de reconhecimento, visando auxiliar na definição do planejamento das observações. Como os efeitos da refração troposférica são críticos para ângulos de elevações muito baixos, adota-se, em geral, um ângulo de elevação de 15", o que pode também eliminar alguns problemas relacionados com a obstrução do sinal. Em alguns tipos de levantamentos, cadastrais por exemplo, nem sempre é possível levantar todos os pontos necessários, devido a causas diversas, mas essencialmente em razão dos pontos estarem em locais não suscetíveis de serem levantados por GPS (em baixo de uma árvore, ao lado de um prédio, etc.). Nestes casos, é essencial dispor de equipamentos convencionais para completar o levantamento. Apenas o reconhecimento *in loco* propiciará tais informações. Durante esta fase, todas informações essenciais devem ser registradas na folha de reconhecimento, a saber: nome da estação e código de identificação, descrição da localização, coordenadas aproximadas, acesso (carro, estrada), diagrama de obstruções, etc.

COLETA DE DADOS

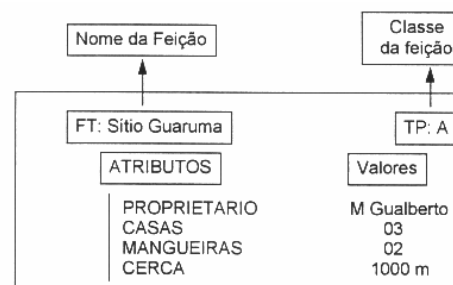
A equipe envolvida na coleta de dados deve ser capaz de efetuar todas as operações necessárias para a execução do trabalho. Elas incluem desde as mais simples, como a montagem e centragem do tripé, medida da altura da antena, até as um pouco mais elaboradas, envolvendo a operação do receptor e coleta de atributos. Um conhecimento adequado do rastreador a ser utilizado é imprescindível. Isto poderá auxiliar na identificação e correção de alguns problemas que venham a ocorrer durante

as atividades de campo. Cuidado especial deve ser tomado com a leitura e registro da altura da antena, caso ela não seja mantida constante durante o levantamento. Este é um tipo de erro bastante comum nos levantamentos GPS, o qual pode não ser detectado, caso a estratégia de coleta de dados não considere todos aspectos de contabilidade.

Alguns receptores modernos dispõem de coletor de dados que permitem o registro dos atributos das feições sendo levantadas. Isto exige que o técnico encarregado desta tarefa tenha um pouco de conhecimento sobre a descrição de dados gráficos. Para auxílio dos interessados, apresenta-se, de forma bastante simples, alguns conceitos essenciais.

Pode-se dizer que uma feição (feature) é um dado geográfico, sobre o qual deseja-se coletar informações. As classes (type) de feições normalmente disponíveis nos coletores de dados incorporados aos receptores GPS são pontos, linhas e áreas. As questões acerca da feição constitui seus atributos. A localização, por exemplo, é um atributo de posicionamento na superfície terrestre, a qual é obtida via GPS.

Considere, por exemplo, que no Sítio Guaruma, de propriedade do Sr. Marcos Gualberto, necessita-se fazer um levantamento da área e da quantidade de benfeitorias (casas, mangueiras, metragem de cerca, etc.) existentes. A figura abaixo ilustra, de uma forma bastante simples, os conceitos relacionando a coleta de atributos usando GPS.



Na realização deste levantamento, o processo inicia-se pela introdução do nome da feição, classe da mesma e os atributos desejados, seguidos pelo comando de armazenagem dos dados. Começa-se então o caminhamento ao longo do perímetro da propriedade, até retornar ao ponto inicial, onde se deve finalizar o processo.

Em campanhas de longa duração, é imprescindível ter a disposição na região de trabalho, um microcomputador para armazenagem e análise inicial dos dados, de preferência um *Notebook* (computador pequeno), o qual poderia fazer parte dos equipamentos de campo. Desta forma, pelo menos um dos técnicos responsáveis pela coleta de dados deve possuir habilidade computacional.

PROCESSAMENTO DOS DADOS

As atividades envolvendo o processamento dos dados coletados são tão importantes quanto as descritas anteriormente. Elas incluem em especial, a análise da qualidade dos resultados obtidos, o que requer um técnico com conhecimento apropriado para realizar esta tarefa. Os *softwares* que acompanham os equipamentos

proporcionam até sugestões sobre os resultados mais adequados, porém isto não é suficiente quando se pretende realizar trabalhos de boa qualidade.

O primeiro passo no processamento dos dados é a transferência dos dados do receptor para o disco rígido do computador, através de *software* que acompanha o equipamento. Dos arquivos contidos numa sessão, o das observáveis é o arquivo principal (DAT). Têm-se além deste, os arquivos de efemérides (EPH), de mensagens, que contém, por exemplo, a identificação da estação e altura da antena (MES) e os de coeficientes para correção da ionosfera (ION). Um bom procedimento para assegurar que as identificações das estações e alturas da antena estão corretas, é o preparo, durante a coleta de dados, de um boletim contendo todas as informações relevantes, as quais são verificadas ainda nesta fase.

O passo seguinte é o processamento individual das linhas base, embora alguns *software* permitam, nesta etapa, a execução do processamento por ponto. Normalmente, nos programas comerciais é possível realizar as tarefas automaticamente, sem interferência do operador. O processamento pode ser realizado base-a-base, ou em rede. Se apenas dois receptores foram utilizados na coleta de dados, a única opção é a primeira. A segunda, refere-se ao caso em que mais de dois receptores foram envolvidos na coleta, muito embora, nem todos *softwares* dispõem desta opção. Desta forma, é comum realizar o processamento individual das bases envolvidas na rede, o que não é matematicamente correto.

Quando a coleta de dados é realizada base-a-base, e as várias bases formam uma rede, os resultados obtidos a partir das bases individuais permitem efetuar algum tipo de análise para avaliar a qualidade dos resultados. Se, por exemplo, as bases formam um polígono fechado, pode-se avaliar o seu erro de fechamento, que deve ser um valor pequeno (1 a 3 ppm). As componentes das bases podem ainda ser combinadas num ajustamento. As quantidades estatísticas advindas do processo de ajustamento da rede e bases individuais (desvio-padrão, fator de variância a posteriori) são as informações mais importantes para analisar a qualidade do levantamento.

Quando a coleta de dados envolve mais que dois receptores, combinados de modo a proporcionar possibilidades de detectar e localizar possíveis erros (rede de boa confiabilidade), trata-se de uma rede de alta precisão. Diversos tipos de análises são possíveis de serem aplicadas, entre elas as citadas anteriormente, além da detecção e localização de erros.

As análises citadas acima envolvem aspectos relacionados a precisão da rede. Quando deseja-se avaliar a exatidão (acurácia), deve-se fazer parte das estações a serem levantadas, uma ou mais estações com coordenadas conhecidas num nível de qualidade igual ou superior ao que se pretende determinar. As discrepâncias entre os valores conhecidos e estimados indicarão o nível de exatidão atingido. Trata-se portanto de um aspecto a ser considerado durante o planejamento das observações.

Um outro aspecto envolvido na análise da qualidade dos resultados pode ser realizado a partir do processamento de base-a-base. Esta análise envolve as soluções de tripla diferença (TRP), dupla diferença com ambigüidade (float) real (FLT) e dupla diferença com ambigüidade inteiras injuncionadas como inteiras (FIX). Em condições normais é de se esperar que a solução TRP proporcione resultados de pior qualidade em termos de desvios-padrão das coordenadas, os quais melhoram na solução FLT. Se a solução FIX for corretamente obtida, a precisão das coordenadas será ainda melhor que a da solução FLT. Para obter a solução FIX deve-se definir e testar um conjunto de vetores de ambigüidades definidos como prováveis candidatos. A solução mais provável é aquela que proporciona fator de variância a posteriori.

Uma vez que o processamento é aceito, deve-se efetuar a transformação de coordenadas, de WGS-84 (o datum do GPS), para SAD-69 (o datum adotado no Brasil). Como normalmente os dados coletados visam servir projetos de engenharia, mapeamento, etc., as coordenadas estimadas devem ser transformadas para coordenadas planas, em geral UTM (Universal Transversal Mercator). O responsável pelo processamento deve dispor de um programa para executar esta transformação. Como etapa final de uma campanha deve-se produzir um relatório contendo todas as informações pertinentes à mesma.

APLICAÇÃO DO GPS

O GPS está revolucionando todas as atividades de posicionamento. Em conjunto com os sistemas de comunicação tem-se criado novos conceitos de posicionamento, os chamados sistemas ativos. É difícil enumerar atividades que necessitam de posicionamento que não estejam envolvidas, ou em fase de envolvimento, com o GPS. Portanto, as aplicações do GPS são inúmeras, o que torna impossível listá-las. Convém lembrar ainda que o GPS é extensivamente usado na transferência de tempo e existem equipamentos exclusivos para este fim.

A seguir estão listadas algumas atividades onde o GPS têm sido usado extensivamente, seguidas de algumas descrições pormenorizadas de algumas aplicações:

- navegação global e regional,
- estabelecimento de redes geodésicas locais, regionais, continentais e globais (ativas e passivas),
- levantamentos topográficos para fins de mapeamento, apoio fotogramétrico, detecção de deformações,
- nivelamento expedito e de precisão, etc.

A REDE GLOBAL IGS

O IGS (International GPS Geodynamics Service) é um serviço internacional permanente estabelecido em 1990 pelo IAG. Os objetivos principais do IGS são (Mueller, 1993)- (i) prover a comunidade científica com órbitas dos satélites GFIS altamente precisas, (ii) prover parâmetros de rotação da Terra de alta resolução, (iii) expandir geograficamente o ITRF mantido pelo IERS e (iv) monitorar globalmente as deformações da crosta terrestre. Faz parte do IGS uma rede global, com mais de 75 estações GPS, rastreando continuamente os satélites GPS. Todos os receptores são de dupla frequência, com capacidade de obter as quatro observáveis.

Os centros que compõem o IGS estão divididos em três categorias: operacional, regional e global. Os centros operacionais estão em contato direto com as estações rastreadoras, efetuam o controle de qualidade das observações coletadas e transmitem os dados coletados para o centro regional mais próximo. Os centros regionais coletam os dados de vários centros operacionais, mantêm um arquivo dos mesmos, além de transmitidos para um dos três centros de dados global, os quais intercambiam dados entre eles afim de manter os mesmos arquivos de dados. Estes dados ficam disponíveis para usuários e pesquisadores, entre eles os dos centros de análise do IGS, os quais processam os dados regularmente visando determinar parâmetros de rotação da Terra e

órbitas GPS altamente precisas. O escritório central do IGS funciona no Laboratório de Propulsão a Jato, o qual é um centro de análise do IGS, estando localizado na Califórnia, Estados Unidos da América.

Qualquer usuário dispondo de recursos para acessar a Internet pode acessar os dados do IGS.

A REDE BRASILEIRA DE MONITORAMENTO CONTÍNUO (RBMC)

A RBMC, no Brasil, é o resultado de mais uma aplicação do GPS. Ela contará com nove estações contínuas e possuirá algumas características de um sistema de controle ativo. Trata-se de uma concepção moderna, a qual integra os mais recentes desenvolvimentos na área de posicionamento. Ela não só permitirá o acesso aos usuários do SGB, como poderá fazer parte de uma rede mundial, reduzindo os custos das participações em campanhas internacionais. Usuários dispondo de um receptor de -dupla frequência poderão posicionar um vértice com razoável precisão em qualquer parte do território nacional, sem a necessidade de ocupar qualquer estação do SGB. Esta tarefa, em razão das grandes distâncias que podem estar envolvidas, poderá demandar tempo considerável se atentarmos para os métodos de posicionamento disponíveis atualmente (métodos rápidos). No entanto, despendendo de 1 a 5 horas para medir uma base de 500 km pode ser considerado econômico, ainda mais se um outro receptor (de uma frequência por exemplo) puder ser usado simultaneamente para levantar os demais pontos de interesse na área, usando, neste caso, as técnicas de posicionamento rápido.

É importante também salientar a possibilidade de se usar a RBMC para o desenvolvimento de WADGPS (Wide Area Differential GPS), com possibilidades de produzir órbitas em tempo real com melhor qualidade que as das efemérides transmitidas. Estudos neste sentido foram realizados com êxito, usando dados da América do Norte (Santos, 1995). Há também a possibilidade de desenvolver modelos regionais para a ionosfera, auxiliando sobremaneira os usuários que dispõem apenas receptores de Sequência simples. Trabalho neste sentido está atualmente sendo desenvolvido (Camargo, 1995). Além disto, convém ressaltar a importância de redes deste porte para projetos de geofísica a nível nacional e internacional, permitindo não somente a estimação das coordenadas das estações do SCA, mas também sua velocidade. As estações do SCA poderão ser usadas como sistema de referência para programas de monitoramento do nível médio dos mares.

Estabelecimento de Controle Vertical

Conforme já citado, o GPS está sendo usado para as mais variadas atividades de posicionamento. No entanto, as atividades relacionadas ao nivelamento de precisão ainda necessitam de soluções. O GPS proporciona altitudes puramente geométrica, ao passo que a maioria das atividades práticas, o que é de interesse são as altitudes relacionadas ao campo gravitacional, ou seja, as altitudes ortométricas, as quais possuem ligação com a realidade física. Para determinar altitudes ortométricas (H), a partir das geométricas (h), determinadas com o GPS, é indispensável o conhecimento da ondulação geoidal (N). De uma forma simplificada, mas com muito boa aproximação, pode-se escrever (Gamael, 1981)

$$H = h - N$$

Diversos modelos geoidais estão disponíveis atualmente. Pode-se citar, entre outros, o GEM-T3 (Goddard Earth Model - T3), OSU-91 (Ohio State University 1991) e os mapas geoidais MGB-92 (IBGE/IEPUSP) e GEOB-93 (IAGIUSP). O MGB-92, oficialmente adotado no Brasil, tem precisão absoluta e relativa da ordem de 2 m e 1 cm / km respectivamente. No Canadá e Estados Unidos da América, o nível de precisão absoluta do geóide é da ordem de 10 cm e a relativa varia de 4 a 0.1 ppm (partes por milhão) para distâncias de até 1000 km (Sideris and She, 1994).

Os valores citados acima são adequados para uma série de aplicações. No entanto, a determinação de altitudes ortométricas via GPS, para substituir o nivelamento geométrico, é um objetivo de longa duração. Até que isto ocorra, soluções locais e técnicas aproximadas devem ser aplicadas, como por exemplo, a interpelação a partir de estações levantadas usando GPS e com altitudes ortométricas conhecidas.

ALTIMETRIA

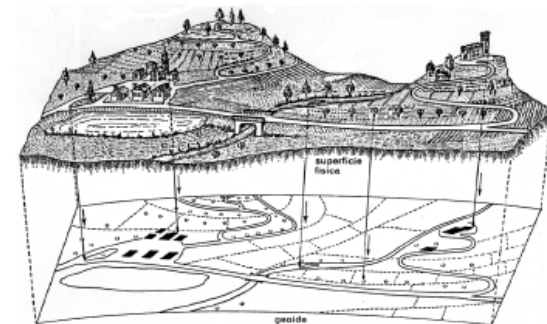
ALTIMETRIA

INTRODUÇÃO

Altimetria é a parte da Topografia que trata dos métodos e instrumentos empregados no estudo e na representação do relevo do solo.

Sabe-se que não é apenas a projeção horizontal de um terreno e o conhecimento de sua área, obtida por levantamento planimétrico, que se têm interesse prático, mas também o estudo e a representação de seu relevo, procurando complementar os dados da planimetria com outros tantos que mostrem e identifiquem as formas e os acidentes do terreno.

O estudo do relevo de um terreno, planimetricamente conhecido, consiste na determinação das alturas de seus pontos característicos e definidores da altimetria, relacionados com uma superfície de nível que se toma como elemento de comparação, denominada equipotencial.



Imaginando a Terra uma esfera perfeita, não-rotante e com distribuição regular de massa, a superfície equipotencial do campo gravitacional seria exatamente uma esfera. Entretanto, considerando-se que a Terra tem um movimento de rotação e forma elipsoidal, a superfície equipotencial torna-se um elipsóide.

Chama-se altura de um ponto, em altimetria, o comprimento da perpendicular baixada deste ponto sobre um plano horizontal qualquer, denominado superfície de nível de referência. A determinação da altura de um ponto corresponde, portanto, à medição de uma distância realizada em direção vertical.

Esta superfície de nível de referência pode ser tomada arbitrariamente, e as alturas dos diferentes pontos característicos com ela relacionados recebem a denominação de cotas ou alturas relativas, conforme indica a Figura A1. Porém, quando se toma como superfície de nível de referência o correspondente à superfície média dos mares, suposta

prolongada por baixo dos continentes, as alturas dos diferentes pontos característicos estudados recebem a denominação de altitudes ou alturas absolutas, de acordo com a Figura A2.

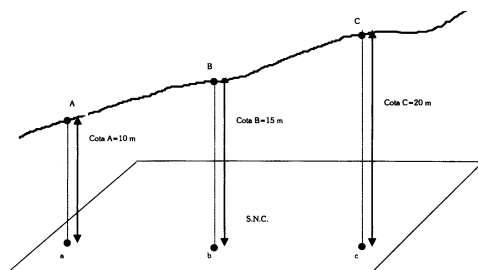


Figura A1: Valores encontrados a partir de um plano de referência arbitrário.

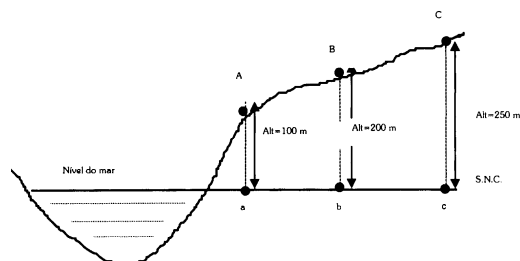


Figura A2: Valores encontrados a partir do plano de referência verdadeiro.

O plano de comparação (geométrico/ortométrico) é uma superfície de nível ideal que corresponde à superfície de equilíbrio, de que se tem idéia observando as águas do mar, supondo-as em tranquilidade absoluta.

Sabe-se que, por efeito das atrações combinadas da lua e do sol, as águas do mar sobem e baixam periodicamente, produzindo o fenômeno das marés, objeto de contínuos estudos que interessam de modo particular à navegação e à hidrologia.

O nível médio dos mares, que é determinado por observações assinaladas por um mareógrafo, em grandes períodos de anos, com o fim de anular os efeitos de todas as causas perturbadoras do equilíbrio das águas, constitui a superfície de nível de comparação e representa a interseção do geóide com a vertical que passa pelo ponto considerado.

COTAS E ALTITUDES

O relevo do terreno é estudado em função das determinações das cotas ou altitudes dos pontos característicos que o definem.

Embora sendo o emprego das cotas, nos levantamentos altimétricos, o mais comum nos trabalhos topográficos, deve-se, sempre quando possível, relacionar as alturas dos diferentes pontos estudados com o nível médio dos mares, a fim de obter as alturas absolutas ou suas respectivas altitudes.

O recurso de tomar uma superfície de nível de comparação arbitrária é prático quando se trabalha em regiões em que não se tem nenhuma referência de altitude, ou quando é difícil obter elementos precisos para relacionar o levantamento altimétrico com o nível médio dos mares, isto é, uma superfície de comparação fixa e determinada. Mesmo nestas condições, é sempre recomendado trabalhar com altitudes aproximadas, obtidas com um altímetro ou por meio de carta geográfica da região, quando se localiza o ponto de partida do levantamento planimétrico-altimétrico, determinando-se nela a altitude aproximada do respectivo ponto.

O inconveniente do emprego de cotas, nos levantamentos altimétricos, é a impossibilidade de não se poder relacionar plantas topográficas provenientes de levantamentos diferentes. Assim, se dispuser de duas plantas topográficas de terrenos diferentes, e desejando determinar a diferença de altura entre dois pontos nelas fixados, não será possível esta determinação se as alturas dos respectivos pontos estiverem expressas em cotas, visto que, para cada um dos levantamentos, tomou-se uma superfície de comparação arbitrária para determinar as alturas dos respectivos pontos. Porém, se as alturas destes pontos estiverem representadas por meio de altitudes, pode-se perfeitamente determinar a diferença de altura entre eles, uma vez que as respectivas alturas estão relacionadas com uma superfície de comparação fixa, que corresponde ao nível médio dos mares.

LEVANTAMENTOS ALTIMÉTRICOS

Ou, simplesmente, *nivelamento*, é a operação que determina as *diferenças de nível* ou *distâncias verticais* entre pontos do terreno.

O nivelamento destes pontos, porém, não termina com a determinação do desnível entre eles mas, inclui também, o *transporte da cota ou altitude* de um ponto conhecido (**RN** - Referência de Nível) para os pontos nivelados.

Assim, segundo GARCIA e PIEDADE (1984):

A **altitude** de um ponto da superfície terrestre pode ser definida como a distância vertical deste ponto à superfície média dos mares (denominada Geóide).

A **cota** de um ponto da superfície terrestre, por sua vez, pode ser definida como a distância vertical deste ponto à uma superfície qualquer de referência (que é fictícia e que, portanto, não é o Geóide). Esta superfície de referência pode estar situada abaixo ou acima da superfície determinada pelo nível médio dos mares.

Então, segundo ESPARTEL (1987):

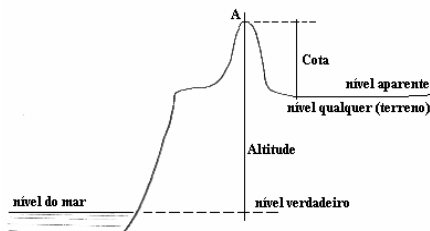
A altitude corresponde um **nível verdadeiro**, que é a superfície de referência para a obtenção da **DV** ou **DN** e que coincide com a superfície média dos mares, ou seja, o Geóide.

Altitude → Nível Verdadeiro

À cota corresponde um **nível aparente**, que é a superfície de referência para a obtenção da **DV** ou **DN** e que é paralela ao nível verdadeiro.

Cota → Nível Aparente

A figura a seguir (GARCIA, 1984) ilustra a cota (c) e a altitude (h) tomados para um mesmo ponto da superfície terrestre (A). Torna-se evidente que os valores de **c** e **h** não são iguais pois os níveis de referência são distintos.



MÉTODOS DE NIVELAMENTO

Nivelamento é a operação topográfica que consiste em determinar a diferença de nível entre os pontos que definem o relevo do terreno, calculando suas cotas ou altitudes.

A diferença de nível pode ser obtida de duas maneiras:

Diretamente no campo

Obtendo-se a diferença de nível total ou as diferenças de nível parciais e sucessivas até atingir a diferença de nível total.

Ex.: nivelamento geométrico

Indiretamente no campo

Utilizando-se relações matemáticas entre a diferença de nível e outras grandezas.

Ex.: nivelamento trigonométrico, estadimétrico e barométrico

NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

Este método diferencia-se dos demais pois está baseado somente na *leitura de réguas* ou *miras graduadas*, não envolvendo ângulos.

O aparelho utilizado deve estar estacionado a meia distância entre os pontos (ré e vante), dentro ou fora do alinhamento a medir.

Assim como para o método anterior, as medidas de DN ou DV podem estar relacionadas ao *nível verdadeiro* ou ao *nível aparente*, depende do levantamento.

Os equipamentos utilizados são:

a) Nível Ótico

Segundo ESPARTEL (1987), constitui-se de:

um suporte munido de três parafusos niveladores ou calantes;

uma barra horizontal;

uma luneta fixada ou apoiada sobre a barra horizontal;

um nível de bolha circular para o nivelamento da base (pode também conter um nível de bolha tubular e/ou nível de bolha bipartida);

eixos principais: de rotação (vertical), ótico ou de colimação (luneta) e do nível ou tangente central;

duas miras ou réguas graduadas: preferencialmente de metal invar; para lances até 25m, a menor divisão da mira deve ser reduzida a 2mm, não podendo nunca exceder a 1cm (régua de madeira).

A figura a seguir ilustra um nível ótico e régua graduada, ambos da marca BERGER.



b) Nível Digital

como descrito no item (8.6.e) é um nível para medição eletrônica e registro automático de distâncias horizontais e verticais; o seu funcionamento está baseado no processo digital de leitura, ou seja, num sistema eletrônico de varredura e interpretação de padrões codificados; para a determinação das distâncias o aparelho deve ser apontado e focalizado sobre uma régua graduada cujas divisões estão impressas em código de barras (escala binária); este tipo de régua, que pode ser de alumínio, metal invar ou fibra de vidro, é resistente à umidade e bastante precisa quanto à divisão da graduação; os valores medidos podem ser armazenados internamente pelo próprio equipamento ou em coletores de dados. Estes dados podem ser transmitidos para um computador através de uma interface RS 232 padrão; a régua é mantida na posição vertical, sobre o ponto a medir, com a ajuda de um nível de bolha circular; o alcance deste aparelho depende do modelo utilizado, da régua e das condições ambientais (luz, calor, vibrações, sombra, etc.).

c) Nível a Laser

como descrito no item (8.6.f) é um nível automático cujo funcionamento está baseado na tecnologia do infravermelho; assim como o nível digital, é utilizado na obtenção de distâncias verticais ou diferenças de nível e também não mede ângulos; para a medida destas distâncias é necessário o uso conjunto de um *detetor laser* que deve ser montado sobre uma régua de alumínio, metal invar ou fibra de vidro; é um aparelho peculiar pois não apresenta luneta nem visor LCD; a leitura da altura da régua (**FM**), utilizada no cálculo das distâncias por estadimetria, é efetuada diretamente sobre a mesma, com o auxílio do *detetor laser*, pela pessoa encarregada de segurá-la; os *detetores* são dotados de visor LCD que automaticamente se iluminam e soam uma campainha ao detectar o raio laser emitido pelo nível;

o alcance deste tipo de nível depende do modelo e marca, enquanto a precisão, depende da sensibilidade do detetor e da régua utilizada; assim como para o nível digital, a régua deve ser mantida na posição vertical, sobre o ponto a medir, com a ajuda de um nível de bolha circular.

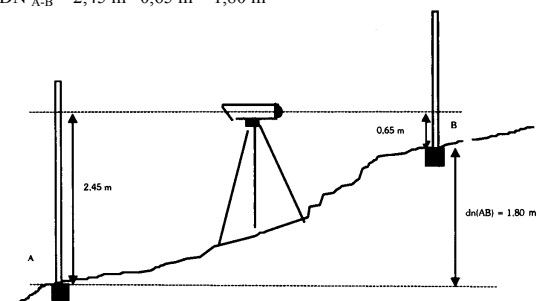
Nivelamento que realiza a medida das diferenças de nível entre pontos do terreno por intermédio de leituras correspondentes a visadas horizontais (FM), obtidas com um nível, em miras colocadas verticalmente nos referidos pontos. Pela diferença entre os valores encontrados, chega-se as DN procuradas.

Nivelamento geométrico simples

É aquele que, com uma única posição do aparelho no terreno, consegue determinar as DN entre todos os pontos em estudo. Quando mais de dois pontos são nivelados a partir do ponto ocupado pelo nível temos uma irradiação altimétrica.

Neste processo as DN podem ser obtidas por diferença de leitura de mira ou por diferença de cotas.

Ex: $DN_{A-B} = \text{Leitura A} - \text{Leitura B}$
 $DN_{A-B} = 2,45 \text{ m} - 0,65 \text{ m} = 1,80 \text{ m}$



Nivelamento geométrico simples para determinação da DN.

Nivelamento geométrico composto

É aquele em que o instrumento é instalado em mais de uma posição no terreno, equivalendo a uma associação de 2 ou mais nivelamentos geométricos simples, devidamente “amarrados” uns aos outros pelos chamados pontos de mudança (PM). Cada estação (posição) do instrumento corresponde a um nivelamento geométrico simples, valendo para cada um, as considerações vistas acima.

Nos trabalhos normais de nivelamento geométrico composto, onde se estuda o perfil do terreno para atendimento a diversos projetos, recomenda-se, para maior facilidade no cálculo das diferenças de nível e de outros dados necessários aos projetos, que os elementos determinados no campo sejam devidamente anotados nas cadernetas próprias, e as diferenças de nível, calculadas em função das cotas ou altitudes dos pontos nivelados.

Como na maioria das vezes as leituras neste tipo de nivelamento são feitas a partir de diferentes posições, e a determinação das DN normalmente é feita por diferença entre cotas dos pontos.

Exemplo de um nivelamento geométrico composto:

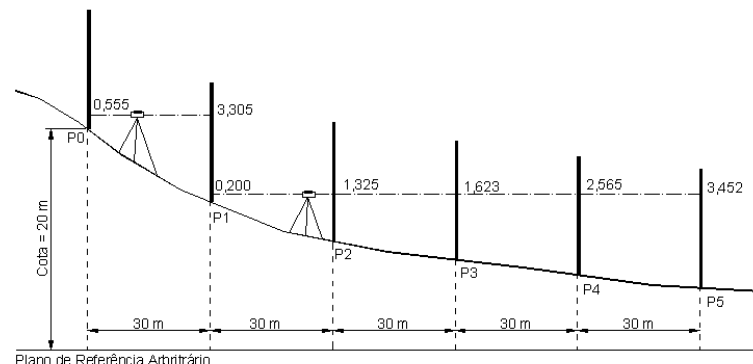


Figura 31: Esquema de nivelamento geométrico composto

Caderneta de nivelamento geométrico:

Pontos Visados	Leituras de mira		Plano da Luneta	Cotas (m)
	Ré	Vante		
P0	0,555		20,555	20,000
P1	0,200	3,305		17,250
P2		1,325	17,450	16,125
P3		1,623		15,827
P4		2,565		14,885
P5		3,452		13,998
P6				

Cálculo do nivelamento geométrico:

1ª) Cálculo das cotas da caderneta de nivelamento:

$$\text{Cota } R\acute{e} + R\acute{e} = PL$$

$$PL - \text{Vante} = \text{Cotas}$$

Onde:

PL = Plano da Luneta, paralela a uma superfície de nível adotada;

Ré = 1ª leitura de cada estação (posição) do aparelho;

Vante = demais leituras de uma estação;

Cota $R\acute{e}$ = cota do ponto onde foi feita a leitura de ré. Corresponde ao último ponto visado da estação anterior, em relação a estação atual do instrumento.

Obs.: A cota inicial da caderneta de nivelamento deve ser obtida a partir de um RN (referência de nível), ou então arbitrada de tal modo que não possibilite o aparecimento de cotas negativas no decorrer dos cálculos.

2ª) Verificação dos cálculos na caderneta de nivelamento.

a) Calcular a DN total através das leituras de mira:

$$DN = | \sum R\acute{e} - \sum V_n |$$

Onde: $\sum V_n$ = última vante de cada estação

b) Calcular a DN total através das cotas:

$$DN = | \text{Cota final} - \text{Cota inicial} |$$

c) Comparar:

$$DN_{(Leituras)} = DN_{(Cotas)}$$

3ª) Cálculo das cotas da caderneta de contranivelamento (poligonal aberta)

O contranivelamento é a operação que permite detectar erros no nivelamento de uma poligonal aberta (ponto de chegada diferente do ponto de partida e sem cota ou altitude conhecida), e nada mais é do que um outro nivelamento do mesmo perfil, geralmente feito em sentido contrário ao nivelamento inicial. Como o ponto inicial da caderneta de contranivelamento corresponde ao ponto final da caderneta de nivelamento, a cota inicial a ser usada nos cálculos da caderneta de contranivelamento deve ser a cota final da caderneta de nivelamento.

Obs.: O procedimento para o cálculo desta caderneta é idêntico ao do 1º passo.

4ª) Verificação dos cálculos na caderneta de contranivelamento

Idem 2º passo

5ª) Cálculo do erro de nivelamento

a) Poligonal fechada

Existem dois tipos de poligonal consideradas altimetricamente fechadas.

No primeiro tipo, o ponto de chegada coincide com o ponto de partida. Neste caso, o erro de nivelamento será dado pela diferença entre a cota de partida e a cota de chegada.

$$e = \text{cota de partida} - \text{cota de chegada}$$

No segundo tipo, o ponto de partida e o de chegada são pontos distintos mas tem suas cotas ou altitudes conhecidas e tidas como verdadeiras. O erro de nivelamento será dado pela cota ou altitude conhecida de ponto de chegada e seu valor calculado a partir do ponto inicial.

$$e = \text{cota conhecida} - \text{cota calculada}$$

b) Poligonal aberta

Com pontos de controle (RN) no trecho do nivelamento. Neste caso, estes RN são incluídos no nivelamento que está sendo efetuado, e o erro pode ser calculado pela diferença entre as cotas ou altitudes verdadeiras dos RN e seus respectivos valores calculados a partir do ponto inicial. Tem-se então o erro cometido em cada trecho do nivelamento, que somados irão resultar no erro total cometido no nivelamento.

$$e = \text{cota do RN} - \text{cota calculada do RN}$$

Sem pontos de controle (RN) no trecho do nivelamento

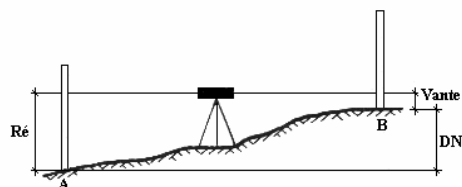
Quando não temos nenhum ponto de cota ou altitude conhecida que possa servir como ponto de controle do nivelamento, devemos realizar um contranivelamento, o qual pode ser feito uma ou mais vezes. O erro de nivelamento é então calculado pela diferença entre a cota de um ponto do nivelamento (geralmente cota inicial) e a cota do mesmo ponto obtida no contranivelamento.

$$e = \text{cota do ponto N do nivelamento} - \text{cota do ponto N do contranivelamento}$$

Resumo

SIMPLES

Neste método, indicado pela figura abaixo (DOMINGUES, 1979), instala-se o nível uma única vez em ponto estratégico, situado ou não sobre a linha a nivelar e equidistante aos pontos de nivelamento.



Deve-se tomar o cuidado para que o desnível entre os pontos não exceda o comprimento da régua (4m).

Após proceder a leitura dos fios estadimétricos (FS, FM e FI) nos pontos de ré e vante, o desnível pode ser determinado pela relação:

$$DN = FM_{re} - FM_{vante}$$

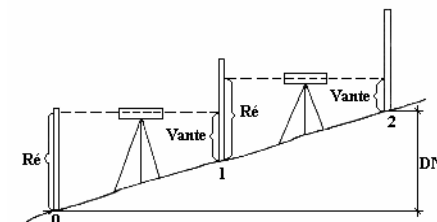
Se DN+ então o terreno está em *active* (de ré para vante).

Se DN- então o terreno está em *declive* (de ré para a vante).

Este tipo de nivelamento pode ser longitudinal, transversal ou radiante e é aplicado a terrenos relativamente planos.

COMPOSTO

Este método, ilustrado pela figura abaixo (GARCIA, 1984), exige que se instale o nível mais de uma vez, por ser, o desnível do terreno entre os pontos a nivelar, superior ao comprimento da régua.



Instala-se o nível equidistante aos pontos de ré e intermediário (primeiro de uma série de pontos necessários ao levantamento dos extremos), evitando-se ao máximo lances muito curtos.

Procede-se a leitura dos fios estadimétricos (FS, FM e FI) nos pontos em questão e o desnível entre os dois primeiros pontos será dado pela relação:

$$DN_p = FM_{re} - FM_{interm.}$$

Se DN+ então o terreno está em *active*.

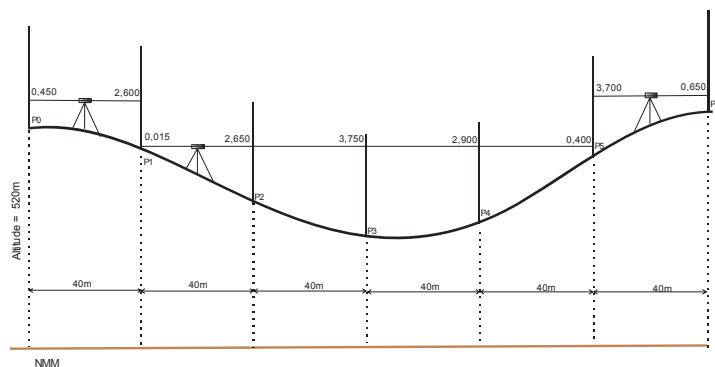
Se DN- então o terreno está em *declive*.

Assim, o desnível total entre os pontos extremos será dado pelo somatório dos desníveis parciais.

$$DN = \sum DN_p$$

Exercício

01) Calcule a planilha de um nivelamento geométrico composto e a faça a verificação.



Pontos Visados	Leituras de mira		Plano da Luneta	Cotas (m)	Cálculo do Plano da Luneta	Cálculo da altitude
0	0,450	Vante	520,450	520,000	520,000+0,450	-----
1	0,015	2,600	517,865	517,850	517,865+0,015	520,45-2,60
2		2,650		515,215	-----	517,865-2,650
3		3,750		514,115	-----	517,865-3,750
4		2,900		514,965	-----	517,865-2,900
5	3,700	0,400	521,165	517,465	517,465+3,70	517,865-0,400
6		0,650		520,515	-----	521,165-0,650

02) Calcule a planilha de um nivelamento geométrico composto e a faça a verificação.

Pontos Visados	Leituras de mira		Plano da Luneta	Cotas (m)
	Ré	Vante		
0	0.1		707.100	707.000
1	0.02	2.6000	704.515	704.500
2		2.6500		701.865
3		3.7500		700.765
4		2.9000		701.615
5	3.7	0.4000	707.815	704.115
6		0.6500		707.165

PRECISÃO DO NIVELAMENTO

A precisão, tolerância ou erro médio de um nivelamento é função do perímetro percorrido com o nível (em km) e, segundo GARCIA e PIEDADE (1984), classifica-se em:

• alta ordem	O erro médio admitido é de $\pm 1,5\text{mm/km}$ percorrido.
• primeira ordem	O erro médio admitido é de $\pm 2,5\text{mm/km}$ percorrido.
• segunda ordem	O erro médio admitido é de $\pm 1,0\text{cm/km}$ percorrido.
• terceira ordem	O erro médio admitido é de $\pm 3,0\text{cm/km}$ percorrido.
• quarta ordem	O erro médio admitido é de $\pm 10,0\text{cm/km}$ percorrido.

Onde o erro médio é avaliado da seguinte forma:

para poligonais fechadas: é a soma algébrica das diferenças de nível parciais (entre todos os pontos).

para poligonais abertas: é a soma algébrica das diferenças de nível parciais (entre todos os pontos) no nivelamento (ida) e no contranivelamento (volta).

Este erro, ao ser processado, poderá resultar em valores diferentes de zero, para mais ou para menos, e deverá ser distribuído proporcionalmente entre as estações da poligonal, caso esteja abaixo do erro médio total temível.

Assim, segundo ESPARTEL (1987), o erro médio total temível em um nivelamento para um perímetro P percorrido em quilômetros, deverá ser:

$$\epsilon_m = \pm 5\text{mm} \sqrt{P}$$

E o erro máximo admissível, segundo o mesmo autor, deverá ser:

$$\epsilon = 2,5 \cdot \epsilon_m$$

Cálculo do erro admissível no nivelamento

Em trabalhos normais de nivelamento topográfico, adota-se para limite de tolerância a expressão: $T = 2c\sqrt{N}$, em que c representa o erro por quilômetro, e N o número de quilômetros nivelados. Se for adotado o limite de 5 milímetros por quilômetro, o erro máximo permitido em 16 quilômetros nivelados será de:

$$T = 2 \cdot 5\text{mm} \cdot \sqrt{16} = 40\text{mm}$$

Fontes de erro em um nivelamento geométrico

Para evitar erros grosseiros no campo, podemos fazer a leitura dos três fios estadimétricos, de tal forma que possamos conferir a leitura do fio médio.

A ABNT (NBR 13133/1994) recomenda que os comprimentos das visadas de Ré e Vante devam ser aproximadamente iguais e de no máximo 80m, de modo a compensar os efeitos da curvatura da Terra e da refração atmosférica, além de melhorar a exatidão do levantamento por facilitar a leitura da mira. A distância ideal recomendada é de 60m. Para evitar os efeitos do fenômeno de reverberação (imagem tremida próximo ao solo), as visadas devem situar-se acima de 60cm do solo.

1º) Nível com calagem imperfeita: induz a um erro na determinação do valor do FM, fazendo com que o mesmo não coincida com a horizontal. Este problema pode ser solucionado com níveis que possuam rotação da luneta em torno do seu eixo, fazendo-se leituras nas posições direita e esquerda e utilizando a média das leituras efetuadas.

2º) Mira topográfica fora da vertical: é uma das causas de erro mais comuns nos levantamentos topográficos. Produz uma leitura maior que a verdadeira. Para evitar este tipo de erro podemos usar um nível esférico acoplado à mira, denominado nível de canhoneira, ou ainda um tripé para mira.

3º) Erros de leitura na mira: podem ocorrer devido a:

mira com pintura apagada

excesso ou falta de luz

reverberação

visadas largas

cansaço ou inexperiência do operador

4º) Erro devido a esfericidade terrestre

$$e = \frac{d^2}{2R}$$

Em que: e = erro de nivelamento entre os pontos A e B devido ao efeito da esfericidade terrestre em m

d = distância entre os pontos

R = raio médio da terra 6.370.000

Experiências mostram que a refração atmosférica provoca um abaixamento da linha de visada, reduzindo o erro devido à esfericidade em 16%

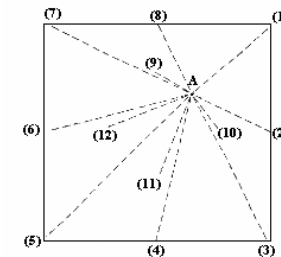
Exercícios

1. Qual é o desnível e a inclinação do terreno para um nivelamento composto onde foram obtidos os seguintes dados?

FM_{ré} = 2.50, 2.80 e 3.00m

FM_{vante} = 1.00, 0.80 e 0.90m.

2. Pela figura abaixo, determine a diferença de nível entre os pontos. De onde devemos tirar e onde devemos colocar terra? A altura do ponto A deve ser tomada como referência para o cálculo dos desníveis, bem como, para a planificação do relevo.



Onde

Estaca FM
A) = 1,20m (I)
1) = 1,60m
2) = 1,30m
3) = 1,25m
4) = 1,10m
5) = 0,90m
6) = 1,10m
7) = 1,40m
8) = 1,55m
9) = 1,50m
10) = 1,22m
11) = 1,15m
12) = 1,12m

3. Dada a tabela de leituras abaixo, determine os desníveis do terreno entre os pontos e o erro de nivelamento. Classifique o levantamento segundo o erro encontrado, admitindo que o perímetro percorrido tenha sido de 1 Km.

Ponto	FM(ré)	FM(vante)
1-2	1,283m	1,834m
2-3	1,433m	2,202m
3-4	0,987m	0,729m
4-5	2,345m	1,588m
5-1	1,986m	1,706m

4. Determine o desnível entre dois pontos a partir de um nivelamento trigonométrico onde foram obtidos os seguintes dados:

$$I = 1,43\text{m}$$

$$DH = 47,30\text{m}$$

$$\alpha = 8^\circ 30' \text{ ascendente}$$

$$FM = 0,000 \text{ (visado o solo)}$$

5. Qual seria a tolerância de um nivelamento de segunda ordem, se o perímetro medido foi de 1,283 km? Se o erro encontrado para este nivelamento foi de 1,5cm, este poderá ser aceito e distribuído normalmente?

6. Determine a altura aproximada de uma árvore sabendo-se que o ângulo de visada do topo da árvore é de $17^\circ 40'$ em relação ao solo e a distância do observador à árvore é de 40,57m.

7. Determine a elevação de um ponto B, em relação a um ponto A, sabendo-se que: a elevação do ponto A é de 410,260m; a leitura de FM para uma régua estacionada em A é de 3,710m; a leitura de FM para uma régua estacionada em B é de 2,820m.

8. Determine a distância horizontal e vertical entre dois pontos sabendo-se que: o ângulo de visada do ponto inicial para o ponto final do alinhamento é de $30^\circ 22'$ descendente; a altura do aparelho estacionado no ponto inicial é de 1,72m; a leitura da régua estacionada no ponto final é de 3,520m; a distância inclinada entre os pontos é de 182,18m. Determine a elevação do ponto final para uma elevação do ponto inicial de 361,29m.

Nivelamento Trigonométrico

É aquele em que a diferença de nível entre dois ou mais pontos topográficos é determinada por meio de resoluções de triângulos situados em planos verticais, que passam pelos pontos cuja diferença de nível se deseja.

O nivelamento trigonométrico baseia-se, portanto, no valor da tangente do ângulo de inclinação do terreno, pois o valor dessa função trigonométrica representa sempre a diferença de nível por metro de distância horizontal medida no terreno, entre os pontos considerados.

Assim, determinada a distância horizontal medida no terreno entre eles, a diferença de nível é calculada aplicando-se a seguinte fórmula: $DN = DH \cdot \operatorname{tg} \alpha$ deduzida da seguinte forma:

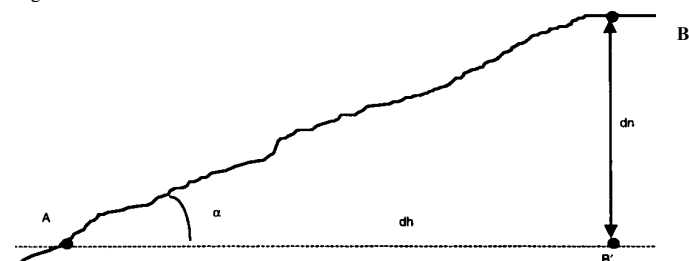


Figura: Esquema para determinação do DN

Da Figura 31 obtém-se:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\text{C.Oposto}}{\text{C.Adjascente}} \therefore \operatorname{tg} \alpha = \frac{BB'}{AB'} \therefore \operatorname{tg} \alpha = \frac{DN}{DH} \therefore DN = DH \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

Usa-se, geralmente, no nivelamento trigonométrico o valor da tangente e não do seno, porque em Topografia trabalha-se sempre com a distância horizontal e não com a distância inclinada.

Para obter a distância horizontal do alinhamento em estudo, recomenda-se fazer a medição o mais horizontal possível, com o uso do diastimetro. Em determinados trabalhos, quando não se exige muita precisão, considera-se a medição de arrasto no terreno como distância horizontal ou aplica-se a fórmula:

$$DN = DI \cdot \cos \alpha$$

Os ângulos de inclinação do terreno são medidos com o emprego de instrumentos denominados clinômetros ou com o uso de teodolitos.

Clinômetros

Com base no princípio dos níveis que possuem planos de visadas ascendentes ou descendentes, em relação ao plano horizontal, os clinômetros permitem medir rampas pelos ângulos de inclinação, em percentagem ou grau. A visada é feita por visor e pinula ou luneta.

São constituídos, esquematicamente, de um tubo que permite a visada e de um nível de bolha fixo a um nônio que desliza em um limbo vertical, graduado em grau ou percentagem, conforme cada caso. Na Figura 33 tem-se esquematizado um clinômetro graduado em graus.

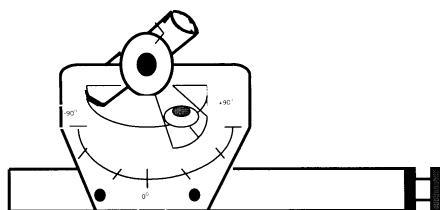


Figura : Clinômetro ou níveis de Abney

Para operá-los, visa-se uma mira colocada no ponto em que se deseja determinar o ângulo vertical ou a declividade. A visada deve ser feita na mesma altura do olho do operador. Terminada a operação, gira-se o nível de bolha até que este fique na posição de nivelado, o que se observa através de um prisma próprio existente dentro do tubo de visada. O ângulo ou a declividade ficará registrado no limbo vertical, por meio de um nônio que foi arrastado pelo nível.

O limbo dos clinômetros é graduado de 0° a $\pm 90^\circ$, quando a graduação for em graus, e de 0% a $\pm 100\%$, quando em percentagem. A aproximação é dada pelo nônio e varia de acordo com a qualidade do instrumento.

Teodolitos

Com estes instrumentos podem-se realizar três tipos de nivelamento: trigonométrico, estadimétrico e geométrico.

Quando se opera com um teodolito, pode-se obter, no seu limbo vertical, o ângulo de inclinação do terreno.

Em função da tangente do ângulo de inclinação, obter-se-á o nivelamento trigonométrico, dado por $DN = (DH * \text{tg}\alpha) + i - FM$, sendo DN a diferença de nível; DH , a distância horizontal entre os pontos dados; α , o ângulo de inclinação; i , a altura do instrumento; e FM , a leitura feita na mira com o fio médio do retículo.

Para utilizar um teodolito como instrumento de nivelamento geométrico, é necessário zerar e nivelar o limbo vertical, de modo que a visada fique paralela à linha do horizonte, isto é, o limbo vertical registrará zero grau (ou 90° quando Zenital), operação não recomendada em nivelamento de precisão.

Nivelamento Estadimétrico

É o realizado por meio da estadia existente nos instrumentos denominados taqueômetros.

Taqueômetros são goniômetros que, além de medirem ângulos, acumulam também a propriedade de medir opticamente distâncias horizontais e verticais. Os taqueômetros, conforme já se estudou, são classificados em taqueômetros normais (teodolitos) e auto-redutores, quer sejam de princípio mecânico, quer sejam de princípio ótico.

Os instrumentos empregados nessa categoria de nivelamento fornecem os dados referentes às leituras processadas na mira com auxílio dos fios estadimétricos, bem como o ângulo de inclinação do terreno lido, no limbo vertical do aparelho. A altura do instrumento é medida, diretamente, com auxílio da própria mira ou usando-se uma trena metálica de bolso.

Neste procedimento, pode-se também, em vez do ângulo vertical, determinar o ângulo zenital correspondente ao alinhamento que se mede.

Os dados de campo, assim determinados, são levados às fórmulas estadimétricas para o cálculo das diferenças de nível, entre os pontos topográficos em estudo. O nivelamento estadimétrico é obtido por meio da expressão:

$$DN = \left(S * G * \frac{\text{sen } 2\alpha}{2} \right) + i - FM$$

em que: S = Estadia (fio superior – fio inferior);
 G = o número gerador do instrumento ($G=100$);
 α = o ângulo de inclinação;
 i = a altura do instrumento;
 FM = a leitura feita na mira com o fio médio do retículo.

NIVELAMENTO BAROMÉTRICO

Nivelamento Barométrico

Baseia-se na *diferença de pressão com a altitude*, tendo como princípio que, para um determinado ponto da superfície terrestre, *o valor da altitude é inversamente proporcional ao valor da pressão atmosférica*.

Este método, em função dos equipamentos que utiliza, permite obter valores em campo que estão diretamente relacionados ao *nível verdadeiro*.

É aquele em que a diferença de nível é determinada em função da variação da pressão atmosférica existente entre pontos de diferentes altitudes da superfície terrestre. A determinação da pressão atmosférica é feita com auxílio dos instrumentos denominados barômetros e hipsômetros (este baseia-se no ponto de ebulição da água, que varia com a pressão atmosférica). O barômetro pode ser de mercúrio ou metálico, sendo este último denominado aneróide ou altímetro.

Estando o ar sujeito também à força da gravidade, qualquer ponto da superfície terrestre suporta uma pressão correspondente ao peso da coluna de ar que o envolve, denominada pressão atmosférica.

Sendo esta pressão a resultante do peso total da camada de ar existente entre o limite superior da atmosfera e o solo, é evidente que o seu valor diminui à medida que aumenta a altitude, pois a camada de ar, sobre o ponto considerado da superfície terrestre, fica sendo menor. Esta é a razão por que, ao se escalar montanha, vê-se a coluna de mercúrio descer, gradualmente, no tubo barométrico, registrando, pois, os barômetros menor pressão atmosférica para os pontos situados em maior altitude.

Assim, para aplicação desse processo de nivelamento, é necessário conhecer a relação que existe entre a variação da coluna barométrica e os pontos topográficos situados em diferentes alturas. Esta relação pode ser determinada, para efeito prático, exprimindo-se a densidade do mercúrio em relação ao ar.

Sabendo-se que a densidade do mercúrio em relação à água é de 13,6 e que um litro de ar pesa 1,293 gramas, a densidade do mercúrio em relação ao ar será:

$$d = \frac{13,6}{1,293 \cdot 10^{-3}} \therefore d = 10.518$$

Este valor indica que o mercúrio é 10.518 vezes mais denso que o ar. Assim, cada variação de 1 milímetro na coluna barométrica deverá corresponder a uma variação de 10.518 milímetros na altura da camada de ar.

Diante do exposto, pode-se concluir que cada variação de 1 milímetro na coluna barométrica corresponde a uma diferença de nível de 10,518 metros, isto é, 10,518 m/mmHg, valor que pode ser denominado fator altimétrico (Hm).

Chamando de ΔP a diferença de pressão atmosférica entre dois pontos topográficos (em mmHg), de Hm o fator altimétrico (10,518), a diferença de nível (DN) entre eles será dada pela seguinte expressão:

$$DN = Hm \cdot \Delta P \quad \text{ou} \quad DN = 10,518 \cdot \Delta P$$

No cálculo da diferença de nível por esse processo, devem-se levar em consideração outros elementos que influem nas medições das pressões atmosféricas, tais como: temperatura ambiente, umidade relativa e densidade do ar, para a obtenção de valores mais precisos.

Atualmente, com os avanços da tecnologia GPS e dos níveis laser e digital, este método não é mais empregado.

É possível, no entanto, utilizar-se dos seus equipamentos para trabalhos rotineiros de reconhecimento. Estes equipamentos são:

a) Altímetro Analógico

constituído de uma cápsula metálica vedada a vácuo que com a variação da pressão atmosférica se deforma. Esta deformação, por sua vez, é indicada por um ponteiro associado a uma escala de leitura da altitude que poderá estar graduada em metros ou pés (figura abaixo);

este tipo de altímetro é dito *compensado* quando possui um dispositivo que indica a correção a ser feita no valor da altitude por efeito da temperatura.



b) Altímetro Digital

seu funcionamento é semelhante ao do altímetro analógico, porém, a escala de leitura foi substituída por um visor de LCD, típico dos aparelhos eletrônicos (figura abaixo); as altitudes são fornecidas com precisão de até 0,04m (0,015").



UTILIZAÇÃO DAS MEDIDAS DE UM LEVANTAMENTO ALTIMÉTRICO

As medidas, cálculos e transportes de um nivelamento podem ser utilizados na:

CONSTRUÇÃO DE PERFIS

Segundo GARCIA e PIEDADE (1984), o perfil é a *representação gráfica do nivelamento* e a sua determinação tem por finalidade:

- O estudo do relevo ou do seu modelado, através das curvas de nível;
- A locação de rampas de determinada declividade para projetos de engenharia e arquitetura: edificações, escadas, linhas de eletrificação rural, canais e encanamentos, estradas etc.;
- O estudo dos serviços de terraplanagem (volumes de corte e aterro).

O perfil de uma linha do terreno pode ser de dois tipos:

- **Longitudinal:** determinado ao longo do perímetro de uma poligonal (aberta ou fechada), ou, ao longo do seu maior afastamento (somente poligonal fechada).
- **Transversal:** determinado ao longo de uma faixa do terreno e perpendicularmente ao longitudinal.

O levantamento de um perfil, para poligonais abertas ou fechadas, é feito da seguinte forma:

- Toma-se o maior afastamento (fechada) ou o perímetro (aberta) de uma poligonal e determina-se a linha principal a ser levantada.
- Faz-se o estaqueamento desta linha em intervalos de 5m, 10m ou 20m, com a ajuda de balizas e trena ou de teodolito. É importante que as estacas sejam numeradas.
- Faz-se o levantamento altimétrico desta linha e determinam-se todos os seus desníveis.
- Determinam-se também as linhas transversais às estacas da linha principal com a ajuda de um teodolito. Se a linha longitudinal escolhida for o perímetro da poligonal, deve-se traçar, em cada estaca, a linha transversal segundo a bissetriz do ângulo horizontal naquele ponto.
- Faz-se o estaqueamento das linhas transversais com a mesma precisão da linha principal, ou seja, em intervalos de 5m, 10m ou 20m.
- Faz-se o levantamento destas linhas transversais e determinam-se todos os seus desníveis.
- Representam-se os valores dos desníveis obtidos e das distâncias horizontais entre as estacas em um sistema de eixos ortogonais da seguinte forma:
 - a) No eixo **x** são lançadas todas as distâncias horizontais entre as estacas (perímetro da linha levantada) em escala apropriada. Ex.: 1:750.
 - b) No eixo **y** são lançados todos os valores de cota/altitude das estacas levantadas também em escala apropriada.

Ex.:

1:75 (escala em **y** 10 vezes maior que a escala em **x**) → *perfil elevado*.

1:750 (escala em **y** igual à escala em **x**) → *perfil natural*.

1:1500 (escala em **y** 2 vezes menor que a escala em **x**) → *perfil rebaixado*.

- Uma vez representadas as estacas no eixo **x**, estas devem ser unidas, através de linhas ortogonais, às suas respectivas cotas já representadas no eixo **y**. Desta forma, cada interseção de duas linhas ortogonais (**x** e **y**) dará como resultado um ponto definidor do perfil.
- O desenho final do perfil deverá compor uma linha que une todos os seus pontos definidores.

DETERMINAÇÃO DA DECLIVIDADE ENTRE PONTOS

Segundo GARCIA e PIEDADE (1984), a *declividade* ou *gradiente* entre pontos do terreno é a relação entre a distância vertical e horizontal entre eles.

Em porcentagem, a declividade é dada por:

$$d(\%) = \frac{DN}{DH} \cdot 100$$

Em valores angulares, a declividade é dada por:

$$d^\circ = \text{arc.tg} \left(\frac{DN}{DH} \right)$$

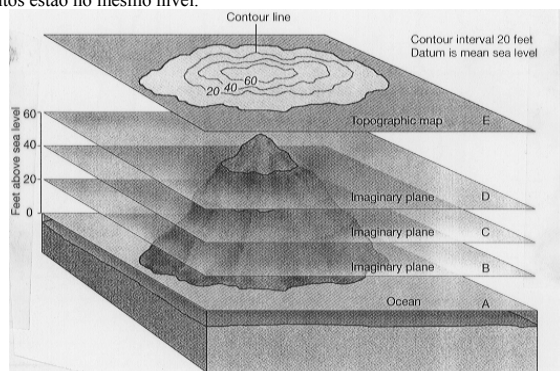
Segundo os mesmos autores acima, as declividades classificam-se em:

Classe	Declividade	%Declividade	Interpretação
A	< 03	< 01.7	Fraca
B	03 a 06	01.7 a 03.4	Moderada
C	06 a 12	03.4 a 06.8	Moderada a Forte
D	12 a 20	06.8 a 11.3	Forte
E	20 a 40	11.3 a 21.8	Muito Forte
F	> 40	> 21.8	Extremamente Forte

GERAÇÃO DE CURVAS DE NÍVEL

Como ilustrado na figura a seguir, as *curvas de nível* ou *isolinhas* são linhas curvas fechadas formadas a partir da interseção de vários planos horizontais com a superfície do terreno.

Cada uma destas linhas, pertencendo a um mesmo plano horizontal tem, evidentemente, todos os seus pontos situados na mesma cota altimétrica, ou seja, todos os pontos estão no mesmo nível.



Os planos horizontais de interseção são sempre paralelos e equidistantes e a distância entre um plano e outro denomina-se *Equidistância Vertical*.

Segundo DOMINGUES (1979), a equidistância vertical das curvas de nível varia com a escala da planta e recomendam-se os valores da tabela abaixo.

Escala	Equidistância	Escala	Equidistância
1:5000,	5m	1:100000	50,0m
1:1000	1,0m	1:200000	100,0m
1:2000	2,0m	1:250000	100,0m
1:10000	10,0m	1:500000	200,0m
1:25000	10,0m	1:1000000	200,0m
1:50000	25,0m	1:10000000	500,0m

CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE NÍVEL

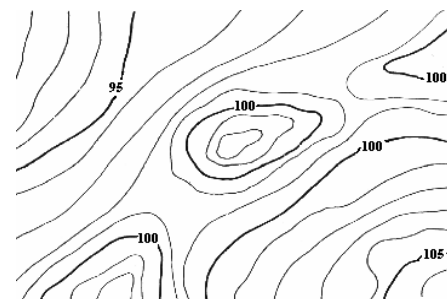
As curvas de nível, segundo o seu traçado, são classificadas em:

mestras: todas as curvas múltiplas de 5 ou 10 metros.

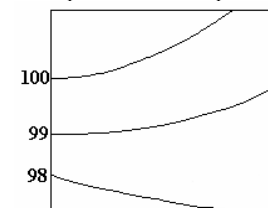
intermediárias: todas as curvas múltiplas da equidistância vertical, excluindo-se as mestras.

meia-equidistância: utilizadas na densificação de terrenos muito planos.

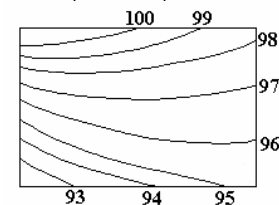
A figura a seguir (DOMINGUES, 1979) ilustra parte de uma planta altimétrica com curvas de nível mestras e intermediárias.



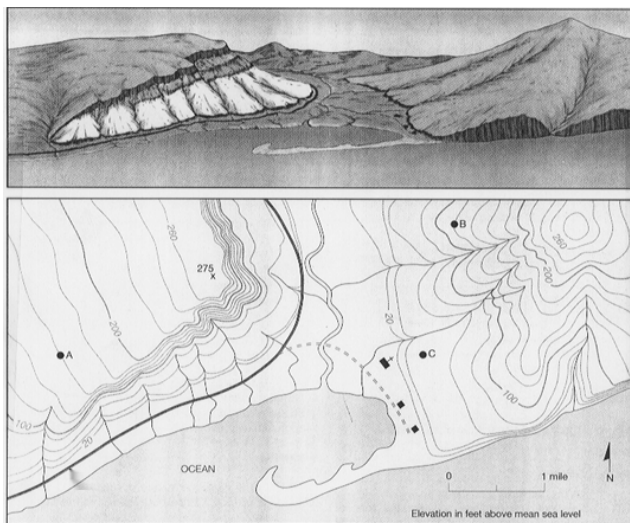
- Todas as curvas são representadas em tons de marrom ou sépia (plantas coloridas) e preto (plantas monocromáticas).
- As curvas mestras são representadas por traços mais espessos e são todas cotadas.
- Como mostra a figura a seguir (GARCIA, 1984), curvas muito afastadas representam terrenos planos.



- Da mesma forma, a figura a seguir (GARCIA, 1984) mostra que curvas muito próximas representam terrenos acidentados.



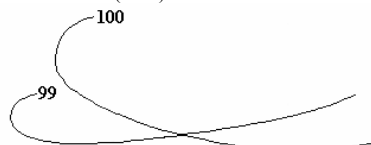
- Como indicado na figura a seguir, a maior declividade (d%) do terreno ocorre no local onde as curvas de nível são mais próximas e vice-versa.



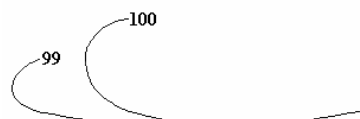
- Para o traçado das curvas de nível os pontos *notáveis* do terreno (aqueles que melhor caracterizam o relevo) devem ser levantados altimetricamente. É a partir destes pontos que se interpolam, gráfica ou numericamente, os pontos definidores das curvas.
- Em *terrenos naturais* (não modificados pelo homem) as curvas tendem a um paralelismo e são isentas de *ângulos vivos e quebras*.

14.4.2. Normas para o Desenho das Curvas de Nível

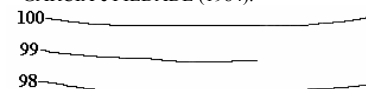
- Duas curvas de nível jamais devem se cruzar. Figura de GARCIA e PIEDADE (1984).



- Duas ou mais curvas de nível jamais poderão convergir para formar uma curva única, com exceção das paredes verticais de rocha. Figura de GARCIA e PIEDADE (1984).



- Uma curva de nível inicia e termina no mesmo ponto, portanto, ela não pode surgir do nada e desaparecer repentinamente. Figura de GARCIA e PIEDADE (1984).



- Uma curva pode compreender outra, mas nunca ela mesma.
- Nos *cumes* e nas *depressões* o relevo é representado por pontos cotados.

OBTENÇÃO DAS CURVAS DE NÍVEL

Segundo GARCIA e PIEDADE (1984), após o levantamento planimétrico do terreno pode-se empregar um dos três métodos abaixo para a obtenção das curvas de nível:

a) Quadriculação

- É o mais preciso dos métodos.
- Também é o mais demorado e dispendioso.
- Recomendado para pequenas áreas.
- Consiste em quadricular o terreno (com piquetes) e nivelá-lo.
- A quadriculação é feita com a ajuda de um teodolito/estação (para marcar as direções perpendiculares) e da trena/estação (para marcar as distâncias entre os piquetes).
- O valor do lado do quadrilátero é escolhido em função: da sinuosidade da superfície; das dimensões do terreno; da precisão requerida; e do comprimento da trena.
- No escritório, as quadriculas são lançadas em escala apropriada, os pontos de cota inteira são interpolados e as curvas de nível são traçadas.

b) Irradiação Taqueométrica

- Método recomendado para áreas grandes e relativamente planas.
- Consiste em levantar poligonais maiores (principais) e menores (secundárias) interligadas.
- Todas as poligonais devem ser niveladas.
- Das poligonais (principal e secundárias) irradiam-se os pontos notáveis do terreno, nivelando-os e determinando a sua posição através de ângulos e de distâncias horizontais.
- Esta irradiação é feita com o auxílio de um teodolito e trena ou de estação total.
- No escritório, as poligonais são calculadas e desenhadas, os pontos irradiados são locados e interpolados e as curvas de nível são traçadas.

c) Seções Transversais

- Método utilizado na obtenção de curvas de nível em faixas, ou seja, em terrenos estreitos e longos.
- Consiste em implantar e levantar planialtimetricamente os pontos definidores das linhas transversais à linha longitudinal definida por uma polygonal aberta.
- No escritório, a polygonal aberta e as linhas transversais são determinadas e desenhadas, os pontos de cada seção são **interpolados** e as curvas de nível são traçadas.

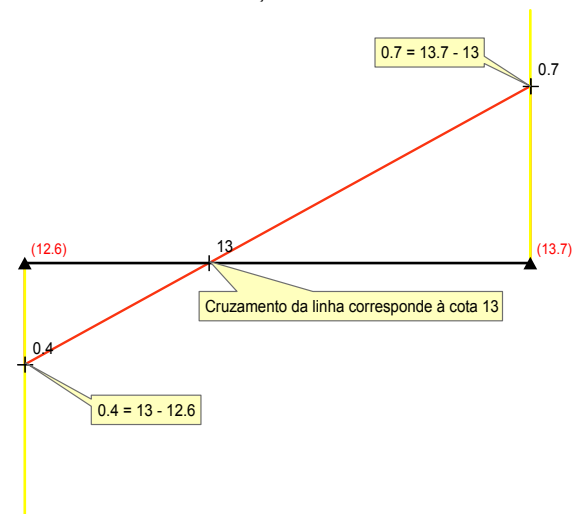
INTERPOLAÇÃO

Segundo BORGES (1992) a interpolação das curvas de nível pode ser gráfica ou numérica.

a) Interpolação Gráfica

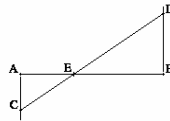
- Consiste em determinar, entre dois pontos de cotas fracionárias, o ponto de cota cheia ou inteira e múltiplo da equidistância vertical.
- Sejam, portanto, dois pontos **A** e **B** de cotas conhecidas e cuja distância horizontal também se conhece.
- O método consiste em traçar perpendiculares ao alinhamento **AB**, pelo ponto **A** e pelo ponto **B** respectivamente.
- Sobre estas perpendiculares lançam-se: o valor que excede a cota inteira (sentido positivo do eixo, pelo ponto A ou B, aquele de maior cota); e o valor que falta para completar a cota inteira (sentido negativo do eixo, pelo ponto A ou B, aquele de menor cota). Este lançamento pode ser feito em qualquer escala.
- Os valores lançados sobre as perpendiculares por **A** e **B** resultam nos pontos **C** e **D**, que determinam uma linha.
- A interseção desta linha (**CD**) com o alinhamento (**AB**) é o ponto de cota inteira procurado.

Ex.: seja Cota(A) = 12,6m, Cota(B) = 13,7m e DHAB = 20,0m. Determine o ponto de cota inteira entre A e B e sua localização.



b) Interpolação Numérica

- O método consiste em determinar os pontos de cota inteira e múltiplos da equidistância vertical por semelhança de triângulos:
- Pela figura abaixo (BORGES, 1992), pode-se deduzir que:



AE→AB assim como **AC→(AC + BD)** portanto

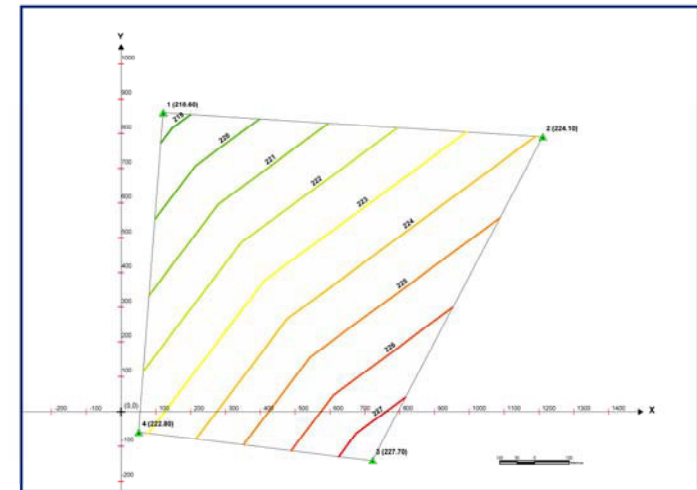
$$AE = \frac{AC \cdot AB}{(AC + BD)}$$

- Para o exemplo do método anterior, AE calculado pela relação acima corresponde a 7,27m. Isto equivale ao resultado obtido graficamente.

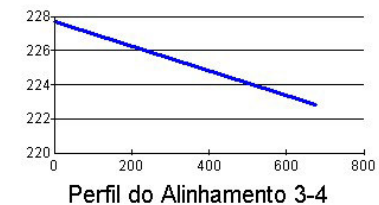
EXERCÍCIO

A partir dos pares de coordenadas e cotas abaixo, traçar as curvas de nível intermediárias de 1 em 1 metro e traçar o perfil 3-4.

PONTOS	COORDENADAS TOTAIS		COTAS
	X	Y	
1	120,50	860,00	218,60
2	1.210,30	750,00	224,10
3	721,60	-140,00	227,70
4	50,10	-60,00	222,80



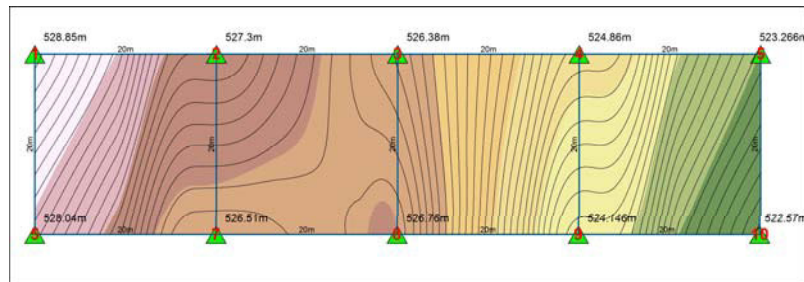
PERFIL



CORTE E ATERRO

É o procedimento matemático/topográfico que visa calcular e determinar o volume de movimentação de terra do terreno.

Exemplo:



Neste exemplo, pretendemos calcular o volume de corte e aterro considerando a cota média.

1º Passo

Calcular a Cota Média

$$CM = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Pontos Cotados}}{n}$$

Onde:

CM = Cota Média ou Altitude Média

N = número de pontos cotados

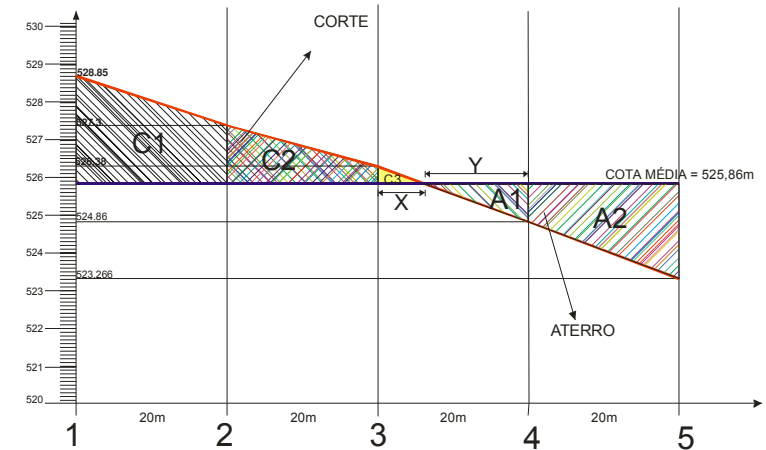
$$CM = \frac{528,85 + 527,3 + 526,38 + 524,86 + 523,266 + 528,04 + 526,51 + 526,76 + 524,146 + 522,57}{10} = 525,86$$

Ao invés da cota média ou Altitude Média, poderia ser utilizado a Cota/Altitude do terreno acabado (Rua).

2º Passo

Desenhar os PERFIS, para as linhas de corte e aterro. Neste caso, linhas A e B respectivamente dos pontos 1 a 5 e 6 a 10.

PERFIL 1-5 (A)



3º Passo

Calcular as áreas de corte e aterro para o primeiro perfil

Áreas de Corte: C1, C2 e C3

Cálculo da C1:

A figura corresponde a um Trapézio, cuja fórmula é:

$$AREA = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

$$B = 528,85 - 525,86 = 2,99m$$

$$b = 527,30 - 525,86 = 1,44m$$

$$h = \text{distância entre 1 e 2} = 20m$$

$$AREA_{C1} = \frac{(2,99 + 1,44)}{2} \times 20 = 44,30m^2$$

Cálculo da C2

A figura corresponde a um Trapézio

$$B = 527,30 - 525,86 = 1,44m$$

$$b = 526,38 - 525,86 = 0,52m$$

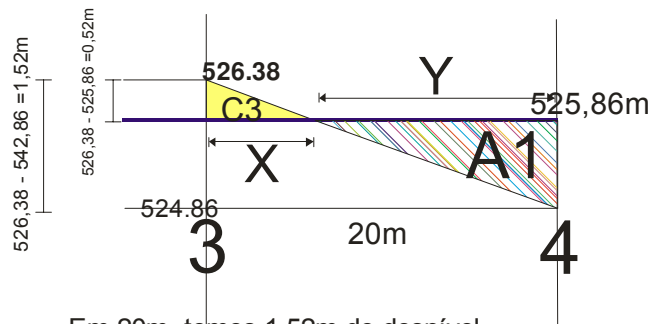
$$h = \text{distância entre 2 e 3} = 20m$$

$$AREA_{C2} = \frac{(1,44 + 0,52)}{2} \times 20 = 19,60m^2$$

Cálculo da C3:

A figura corresponde a um Triângulo, cuja fórmula é:

$$\text{Área} = (B \times h)/2$$



Em 20m, temos 1,52m de desnível,
em X metros temos 0,52m de desnível.

$$\begin{array}{l} 20m \quad \quad \quad 1,52m \text{ de desnível} \\ X m \quad \quad \quad 0,52m \text{ de desnível} \end{array}$$

$$X = (0,52 \times 20) / 1,52 = 6,842m$$

$$B = X = 6,842m$$

$$h = 0,52m$$

$$\text{Área}_{C3} = (6,842 \times 0,52) / 2 = 1,778m$$

4º Passo

Somam-se as áreas de corte C1, C2 e C3.

Área de Corte do Perfil A = C1+C2+C3

$$S_{\text{CORTE}A} = C1+C2+C3 = 44,30+19,60+1,778=65,678m^2$$

5º Passo

Cálculo das áreas de Aterro A1 e A2

A1 = Triângulo

$$\text{Área } A1 = (B \times h)/2$$

$$B = y = 20,00 - 6,842 = 13,158m$$

$$h = 525,86 - 524,86 = 1,00m$$

$$A1 = (13,158 \times 1)/2 = 6,579m$$

6º Passo

Cálculo de A2, que corresponde a um trapézio.

$$AREA_A2 = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

$$B = 525,86 - 523,266 = 2,594m$$

$$b = 525,86 - 524,86 = 1,00m$$

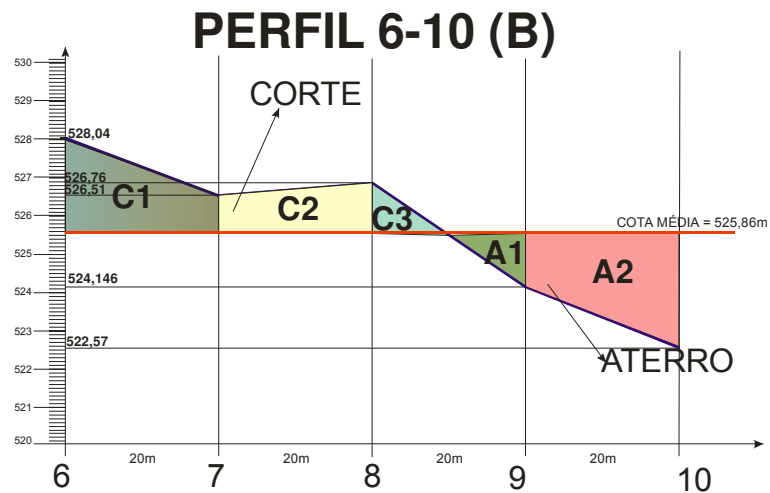
$$h = 20m$$

$$AREA_A2 = \frac{(2,594 + 1,00) \times 20}{2} = 35,94m^2$$

Área de ATERRO do Perfil A = A1+A2

$$S_{\text{ATERRO}A} = A1+A2 = 6,579+35,94=42,519m^2$$

6º Passo
CÁLCULO DO PERFIL (B) 6-10



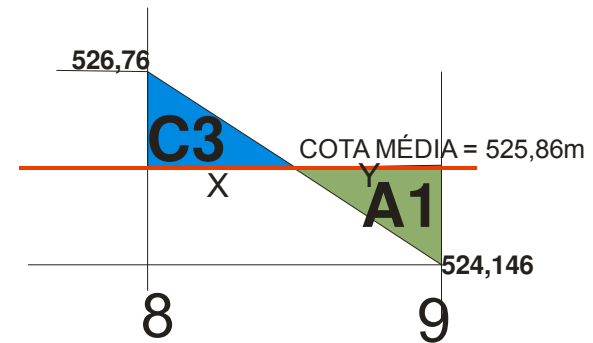
$$C1 = (B+b) \times h / 2 = ((528,04 - 525,86) + (526,51 - 525,86)) \times 20 / 2 = 28,30 \text{ m}^2$$

$$C2 = (B+b) \times h / 2 = ((526,76 - 525,86) + (526,51 - 525,86)) \times 20 / 2 = 15,50 \text{ m}^2$$

$$C3 = b \times h / 2$$

$$b = x$$

Calculado por equivalência de triângulos



Em 20m, temos 2,614m de desnível,
em X metros temos 0,90m de desnível.

$$\begin{array}{l} 20\text{m} \quad \quad \quad 2,614\text{m de desnível} \\ X \text{ m} \quad \quad \quad 0,90\text{m de desnível} \end{array}$$

$$X = (0,90 \times 20) / 2,614 = 6,88\text{m}$$

$$C3 = b \times h / 2 = 6,88 \times 0,90 / 2 = 3,096 \text{ m}^2$$

ÁREA TOTAL DE CORTE DO PERFIL B

$$S_{\text{CORTE B}} = C1 + C2 + C3 = 28,30 + 15,30 + 3,096 = 46,696 \text{ m}^2$$

CÁLCULO DAS ÁREAS DE ATERRO

A1 = TRIÂNGULO

$$A1 = B \times h / 2$$

$$B = Y = 20 - 6,88 = 13,12\text{m}$$

$$h = 525,86 - 524,146 = 1,714\text{m}$$

$$A1 = 13,12 \times 1,714 / 2 = 11,24 \text{ m}^2$$

A2 = trapézio

$$A2 = (B + b) \times h / 2 = (525,86 - 522,57) + (525,86 - 524,146) \times 20 / 2 = 50,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ATERRO B}} = A1 + A2 = 11,24 + 50,04 = 61,28 \text{ m}^2$$

CÁLCULO DOS VOLUMES

VOLUME DE ATERRO

Somam-se as áreas de aterro dos perfis envolvidos, neste caso, dos perfis A e B, e multiplica pela distância em metros entre os perfis A e B, que neste exemplo corresponde a 20m.

$$V_{\text{ATERRO}}^{\text{TOTAL}} = (42,519\text{m}^2 + 61,28\text{m}^2) \times 20\text{m} = 2.075,98\text{m}^3$$

VOLUME DE CORTE

Somam-se as áreas de corte dos perfis envolvidos, neste caso, dos perfis A e B, e multiplica pela distância em metros entre os perfis A e B, que neste exemplo corresponde a 20m.

$$V_{\text{CORTE}}^{\text{TOTAL}} = (65,678\text{m}^2 + 46,696\text{m}^2) \times 20\text{m} = 2.247,48\text{m}^3$$

CÁLCULO DAS DIFERENÇAS ENTRE CORTE E ATERRO

Subtraímos o volume de corte do volume de aterro.

$$\text{VOLUME} = S_{\text{CORTE}}^{\text{TOTAL}} - V_{\text{ATERRO}}^{\text{TOTAL}} = 2.247,48\text{m}^3 - 2.075,98\text{m}^3$$

$$\text{VOLUME} = 171,50\text{m}^3$$

O MODELADO TERRESTRE

Segundo ESPARTEL (1987), o modelado terrestre (superfície do terreno), tal qual se apresenta atualmente, teve origem nos contínuos deslocamentos da crosta terrestre (devidos à ação de causas internas) e na influência dos diversos fenômenos externos (tais como chuvas, vento, calor solar, frio intenso) que com a sua ação mecânica e química, alteraram a *superfície estrutural* original transformando-a em uma *superfície escultural*.

Para compreender melhor as feições (acidentes geográficos) que o terreno apresenta e como as curvas de nível se comportam em relação às mesmas, algumas definições geográficas do terreno são necessárias. São elas:

Colo: *quebrada* ou *garganta*, é o ponto onde as linhas de talvegue (normalmente duas) e de divisores de águas (normalmente dois) se curvam fortemente mudando de sentido.

Contraforte: são saliências do terreno que se destacam da serra principal (*cordilheira*) formando os vales secundários ou laterais. Destes partem ramificações ou saliências denominadas *espigões* e a eles correspondem os vales terciários.

Cume: *cimo* ou *crista*, é a ponto mais elevado de uma montanha.

Linha de Aguada: ou *talvegue*, é a linha representativa do fundo dos rios, córregos ou cursos d'água.

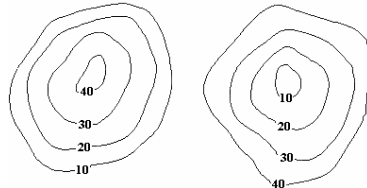
Linha de Crista: *cumeada* ou *divisor de águas*, é a linha que une os pontos mais altos de uma elevação dividindo as águas da chuva.

Serra: cadeia de montanhas de forma muito alongada donde partem os contrafortes.

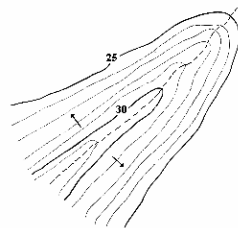
Vertente: *flanco*, *encosta* ou *escarpa*, é a superfície inclinada que vem do cimo até a base das montanhas. Pode ser à *esquerda* ou à *direita* de um vale, ou seja, a que fica à mão esquerda e direita respectivamente do observador colocado de frente para a foz do curso d'água. As vertentes, por sua vez, não são superfícies planas, mas sulcadas de depressões que formam os vales secundários.

AS CURVAS DE NÍVEL E OS PRINCIPAIS ACIDENTES GEOGRÁFICOS NATURAIS

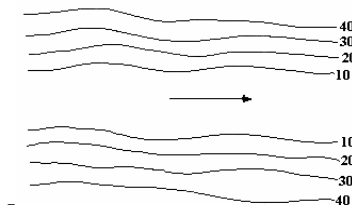
- **Depressão e Elevação:** como na figura a seguir (GARCIA, 1984), são superfícies nas quais as curvas de nível de maior valor envolvem as de menor no caso das depressões e vice-versa para as elevações.



- **Colina, Monte e Morro:** segundo ESPARTEL (1987), a primeira é uma elevação suave, alongada, coberta de vegetação e com altura entre 200 a 400m. A segunda é uma elevação de forma variável, abrupta, normalmente sem vegetação na parte superior e com altura entre 200 a 300m. A terceira é uma elevação semelhante ao monte, porém, com altura entre 100 e 200m. Todas aparecem isoladas sobre o terreno.
- **Espigão:** constitui-se numa elevação alongada que tem sua origem em um contraforte. Figura de DOMINGUES (1979).

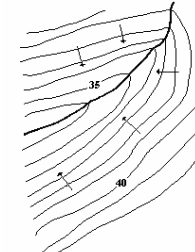


- **Corredor:** faixa de terreno entre duas elevações de grande extensão. Figura de GARCIA e PIEDADE (1984).

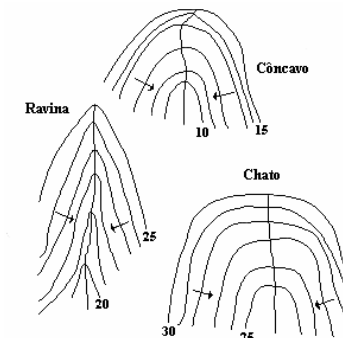


7

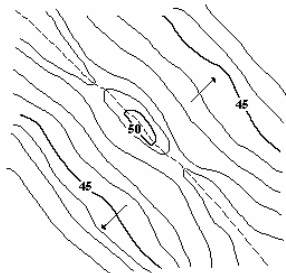
- **Talvegue:** linha de encontro de duas vertentes opostas (pela base) e segundo a qual as águas tendem a se acumular formando os rios ou cursos d'água. Figura de DOMINGUES (1979).



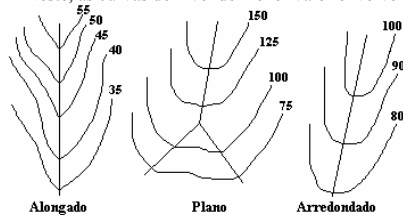
- **Vale:** superfície côncava formada pela reunião de duas vertentes opostas (pela base). Segundo DOMINGUES (1979) e conforme figura abaixo, podem ser de fundo côncavo, de fundo de ravina ou de fundo chato. Neste, as curvas de nível de maior valor envolvem as de menor.



- **Divisor de águas:** linha formada pelo encontro de duas vertentes opostas (pelos cumes) e segundo a qual as águas se dividem para uma e outra destas vertentes. Figura de DOMINGUES (1979).



- **Dorso:** superfície convexa formada pela reunião de duas vertentes opostas (pelos cumes). Segundo ESPARTEL (1987) e conforme figura abaixo, podem ser alongados, planos ou arredondados. Neste, as curvas de nível de menor valor envolvem as de maior.



- O talvegue está associado ao vale enquanto o divisor de águas está associado ao dorso.

LEIS DO MODELADO TERRESTRE

Segundo ESPARTEL (1987), a ciência que estuda as formas exteriores da superfície da Terra e as leis que regem o seu modelado dá-se o nome de *Topologia*.

Por serem as águas (em qualquer estado: sólido, líquido e gasoso) as grandes responsáveis pela atual conformação da superfície terrestre, é necessário que se conheçam algumas das leis que regem a sua evolução e dinâmica, de forma a compreender melhor a sua estreita relação com o terreno e a maneira como este se apresenta.

Leis:

1a. Lei: Qualquer curso d'água está compreendido entre duas elevações cujas linhas de crista vão se afastando à medida que o declive da linha de aguada vai diminuindo.

2a. Lei: Quando dois cursos d'água se encontram, a linha de crista que os separa está sensivelmente orientada no prolongamento do curso d'água resultante.

3a. Lei: Se dois cursos d'água descem paralelamente uma encosta e tomam depois direções opostas, as linhas que separam os cotovelos indicam a depressão mais profunda entre as vertentes.

4a. Lei: Se alguns cursos d'água partem dos arredores de um mesmo ponto e seguem direções diversas, há, ordinariamente, na sua origem comum, um ponto culminante.

5a. Lei: Se duas nascentes ficam de um lado e de outro de uma elevação, existe um *cume* na parte correspondente da linha de crista que as separa.

6a. Lei: Em uma zona regularmente modelada, uma linha de crista se baixa quando dois cursos d'água se aproximam e vice-versa. Ao máximo afastamento corresponde um *cume*, ao mínimo, um *colo*.

7a. Lei: Em relação a dois cursos d'água que correm em níveis diferentes, pode-se afirmar que a linha de crista principal que os separa aproxima-se, sensivelmente, do mais elevado.

8a. Lei: Sempre que uma linha de crista muda de direção lança um contraforte na direção de sua bissetriz. Este contraforte pode ser pequeno, mas sempre existente.

9a. Lei: Quando dois cursos d'água vizinhos nascem do mesmo lado de uma encosta um contraforte ou uma garupa se lança entre os dois e os separa. Na interseção da linha de crista desse contraforte com a linha de crista principal existe um ponto culminante.

10a. Lei: Se um curso d'água se divide em muitos ramos sinuosos e forma ilhas irregulares, pode-se concluir que o vale é largo e a linha de aguada tem pouca inclinação. Se, ao contrário, existe um único canal, pode-se concluir que o vale é estreito e profundo e a linha de aguada é bastante inclinada.

CLASSIFICAÇÃO DO RELEVO

De posse da planta planialtimétrica de um terreno ou região é possível, segundo GARCIA e PIEDADE (1984), analisar e classificar o relevo da seguinte forma:

Classificação	Relevo
Plano	Com desníveis próximos de zero
Ondulado	Com desníveis $\leq 20\text{m}$
Movimentado	Com elevações entre 20 e 50m
Acidentado	Com elevações entre 50 e 100m
Montuoso	Com elevações entre 100 e 1000m
Montanhoso	Com elevações superiores a 1000m

TIPOS DE CARTAS

As plantas planialtimétricas de uma região, segundo ESPARTEL (1987) podem ser classificadas como:

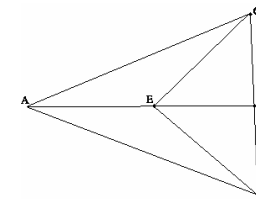
- *Hipsométricas* ou *Geográficas*: constituindo todo o conjunto de plantas, cartas e mapas planialtimétricos.
- *Batimétricas* ou *Náuticas*: constituindo todas as plantas, cartas e mapas cuja finalidade é representar o relevo marinho. Estes produtos não possuem curvas de nível, apenas pontos e linhas de profundidade. A profundidade dos pontos e linhas representados é obtida através de *ecobatímetros*, atualmente, interligados a GPS de precisão e, portanto, por processos diferenciados das curvas de nível tradicionais.

Exercícios

1. Determine os pontos de cota inteira para o terreno da figura abaixo, levantado pelo método da quadriculação. Interpole e desenhe as curvas de nível com equidistância vertical de 1m. As estacas estão cravadas em intervalos regulares de 20m.

	A	B	C	D	E
1	16,4	14,8	13,1	11,4	10,0
2	17,9	16,2	14,7	13,0	11,3
3	19,1	17,6	16,0	14,5	12,6
4	20,2	18,5	17,4	15,7	13,8
5	21,3	19,9	18,2	17,0	15,2
6	22,2	21,0	19,5	17,8	16,5
7	23,1	21,7	20,6	19,2	17,8

2. Seja uma porção de terreno correspondente a uma vertente isolada de um vale da qual foram determinadas, por nivelamento trigonométrico, as cotas dos pontos A (37,0m), B (28,5m), C (26,6m), D (6,0m) e E (17,5m). Sabendo-se que as distâncias AC, AE, ED, AB, CD e DB correspondem a 75m, 40m, 35m, 70m, 37,5m e 37,5m; interpolar os pontos de cota inteira com equidistância vertical de 5m e traçar as curvas de nível correspondentes.



PLANIALTIMETRIA

É a representação das informações planimétricas e altimétricas, obtidas dos levantamentos já descritos anteriormente, em uma única planta, carta ou mapa.

A finalidade da planta planialtimétrica é fornecer o maior número possível de informações da superfície representada para efeitos de **estudo, planejamento e viabilização de projetos**.

Como já foi visto, a planimetria permite representar os acidentes geográficos (naturais ou artificiais) do terreno em função de suas coordenadas planas (x, y).

A altimetria, por sua vez, fornece um elemento a mais, que é a coordenada (z) de pontos isolados do terreno (pontos cotados) ou de planos horizontais de interseção com o terreno (curvas de nível).

Segundo GARCIA e PIEDADE (1984), a planta planialtimétrica é utilizada para:

Escolha do melhor traçado e locação de estradas (ferrovias ou rodovias)

Através da planta pode-se determinar:

Declividade máxima das rampas

Mínimo de curvas necessário

Movimentação de terra (volumes de corte e aterro)

Locais sujeitos a inundação

Necessidade de obras especiais (pontes, viadutos, túneis...)

Linhas de transmissão: energia

Através da planta faz-se o estudo:

Direção e largura da faixa de domínio da linha (perfis longitudinal e transversais)

Áreas de desapropriação

Melhores locais para instalação de torres, postes, centrais de distribuição, ...

Dutos em geral: óleo, gás, água, esgoto, produtos químicos, etc.

Através da planta é possível:

Estudar o relevo para a idealização do projeto (perfis, declividades, etc.)

Determinar pontos onde é necessária a utilização de bombas para recondução do escoamento

Serviços de terraplanagem

Através da planta é possível:

Estudar o relevo para fins de planificação

Determinar os volumes de corte e aterro necessários à construção de casas, edifícios, sedes de fazenda, silos, ...

Retificar as curvas de nível segundo os projetos idealizados

Construção de açudes, barragens e usinas

Através da planta é possível:

Determinar a área a ser ocupada pela água e o volume que será armazenado

Projetar o desvio provisório de cursos d'água ou rios

Realizar o estudo de impactos ambientais (fauna e flora)

Planejamento do uso da terra

Através da planta é possível:

Estudar e classificar os tipos de solos

Organizar o plantio por curvas de nível

Prevenir a erosão

Realizar estudos e idealizar projetos de irrigação (a partir de fontes naturais) e em função do tipo do terreno (plano, ondulado ...)

Determinar a economia mais apropriada para a região (criação de gado, plantio de arroz, cultura de café, soja ou milho)

Preservar áreas de interesse ecológico e ambiental

Planejamento urbano

Através da planta é possível:

Estudar e planejar a direção das vias (insolação, acesso, etc.)

Estudar e planejar áreas industriais (controle da poluição e de resíduos)

Estudar e planejar áreas comerciais

Estudar e planejar áreas residenciais (altura das edificações, afastamento das vias, insolação, etc.)

Estudar e planejar áreas de lazer e recreação (parques, jardins, praças, museus, centros históricos, etc.)

Estudar e planejar a distribuição de escolas, hospitais, postos de saúde, etc.

Estudar e planejar o tráfego

Estudar e planejar o transporte coletivo e o recolhimento do lixo

Peritagem.

Através da planta é possível, inclusive:

Avaliar juridicamente a propriedade, estimando preço de venda e valores de tributação

AValiação DE ÁREAS DE FIGURAS PLANAS

Como descrito acima, de posse da planta, carta ou mapa, o engenheiro pode dar início aos estudos que antecedem às fases de planejamento e viabilização de diversos projetos.

A avaliação de áreas de figuras planas faz parte deste estudo preliminar e tem como objetivo informar ao engenheiro quais as áreas aproximadas envolvidas por um determinado projeto.

Os métodos de avaliação de áreas de figuras planas são muitos. A seguir, encontram-se os principais.

MÉTODO DE EQUIVALÊNCIAS GRÁFICAS

Segundo ESPARTEL (1987), são muitos os métodos que permitem, através de equivalências gráficas, determinar a área de uma figura plana. Os principais são:

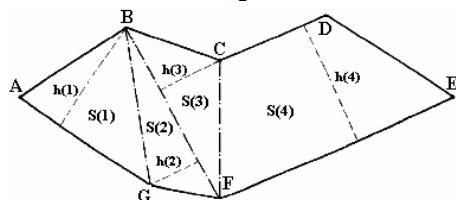
MÉTODO DA DECOMPOSIÇÃO

Este método é utilizado na determinação da área aproximada de uma figura qualquer de lados retilíneos, delimitada sobre o papel e em qualquer escala.

O método consiste em decompor a figura original em figuras geométricas conhecidas (triângulos, retângulos, trapézios, quadrados) e, uma vez determinada a área de todas as figuras decompostas separadamente (através de fórmulas elementares), a área da figura original será dada pelo somatório das áreas parciais.

A figura a seguir (DOMINGUES, 1979) ilustra a decomposição de uma figura irregular em quatro figuras geométricas conhecidas (três triângulos e um trapézio) cujas áreas podem ser calculadas pelas seguintes fórmulas elementares:

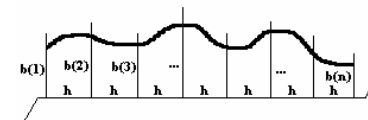
$$S_1 = \frac{(AG \cdot h_1)}{2} \quad S_2 = \frac{(BF \cdot h_2)}{2} \quad S_3 = \frac{(BF \cdot h_3)}{2}$$
$$S_4 = \frac{(CD + FE)}{2} \cdot h_4$$



MÉTODO DOS TRAPÉZIOS

O método dos *Trapézios* ou *de Bezout* é utilizado na avaliação de áreas ditas extrapoligonais, ou seja, aquelas que representam figuras decompostas de lados irregulares ou curvos (delimitados por uma estrada, rio, lago, etc.).

Como mostra a figura a seguir (DOMINGUES, 1979), o método consiste em dividir a figura decomposta em vários trapézios de alturas (h) iguais.



Para a referida figura, a área será dada pela relação:

$$S = \left(\frac{b_E}{2} + b_1 \right) \cdot h$$

onde,

$b_E = b_1 + b_n$ (soma das bases externas: trapézios extremos)

e

$b_I = b_2 + \dots + b_{n-1}$ (soma das bases internas)

Nestes casos, a precisão da área obtida é tanto maior quanto menor for o valor de (h).

MÉTODO DO GABARITO

Para uma avaliação rápida e eficiente de áreas de figuras quaisquer (irregulares ou não) costuma-se utilizar *gabaritos*.

Os gabaritos são normalmente construídos sobre superfícies plásticas transparentes, vidro ou papel.

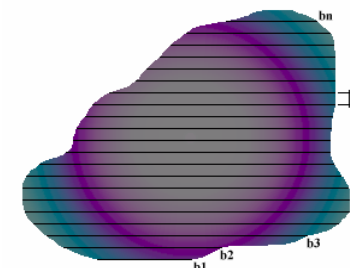
Para a avaliação de áreas, dois tipos de gabaritos podem ser utilizados. São eles:

POR FAIXAS

Este é um gabarito que consiste de linhas horizontais traçadas a intervalos regulares, ou seja, espaçadas entre si de um mesmo valor gerando várias faixas consecutivas.

Assim, para a determinação da área de uma figura basta posicionar o gabarito sobre a mesma e, com o auxílio de uma mesa de luz e uma régua, medir o comprimento das linhas que interceptam os seus limites.

A figura a seguir ilustra os comprimentos medidos com régua referentes às linhas do gabarito que interceptaram o perímetro de uma determinada figura traçada sobre um mapa.



A área desta figura é função do espaçamento entre as linhas (h) e do comprimento das mesmas ao interceptar os limites da figura (Σb).

Assim, para um número n de linhas medido:

$$S = h \cdot \Sigma b_i$$

para $i = 1, 2, \dots, n$

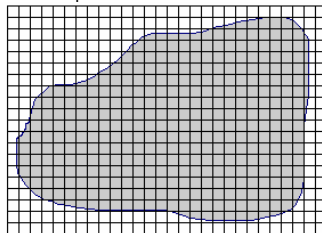
Como para o método anterior, a precisão da área obtida é tanto maior quanto menor for o valor de (h).

QUADRÍCULAS

Este é um gabarito que consiste de linhas horizontais e verticais traçadas a intervalos regulares gerando um conjunto de quadriculas.

Assim como para o método anterior, a medida da área de uma figura é determinada posicionando-se o gabarito sobre a figura e, com o auxílio de uma mesa de luz, contar o número de quadriculas contidas pela mesma.

A figura a seguir ilustra o conjunto de quadriculas contidas em uma figura traçada sobre um mapa.



A área da figura é função da área da quadricula base (s_Q) e do número de quadriculas envolvidas (Q_n).

$$S = s_Q \cdot Q_n$$

A precisão da área obtida por este método é tanto maior quanto menor for a área da quadricula.

MÉTODO MECÂNICO OU ELETRÔNICO

O método é dito mecânico ou eletrônico quando, para a avaliação da área, utilizam-se aparelhos mecânicos ou eletrônicos.

PLANÍMETRO POLAR

O planímetro é um aparelho que consiste de duas *hastes articuladas*, um *pólo*, um *traçador* e um *tambor*.

Pela figura a seguir é possível visualizar que:

- Na extremidade da primeira haste encontra-se uma ponta seca presa a um peso, denominada *pólo*, utilizada para a fixação da própria haste.
- Na extremidade da segunda haste há uma lente cujo centro é marcado por um ponto ou cruzeta, denominada *traçador*.
- Na articulação das duas hastes encontra-se um *tambor* graduado conectado a um contador de voltas. A este conjunto denomina-se *integrante*.



A diferença do aparelho mecânico para o eletrônico está justamente no *integrante*. Para o aparelho mecânico, há necessidade de ler o número de voltas que o aparelho deu ao percorrer o perímetro de uma determinada figura e, em função da escala da planta, calcular a área através de uma relação matemática.

O aparelho eletrônico, por sua vez, permite a entrada da escala da planta (através de digitação) e a escolha da unidade a ser trabalhada. Assim, ao terminar de percorrer a figura, este exhibe, automaticamente, o valor da área num visor de LCD (cristal líquido).

Como na figura a seguir (ESPARTEL, 1987), a utilização do planímetro se faz:

Sempre em superfície plana.

O *pólo* deve ser fixado dentro ou fora da figura a medir, dependendo do seu tamanho.

As *hastes* devem ser dispostas de maneira a formar um ângulo reto entre si, assim, é possível verificar se o *traçador* contornará a figura facilmente.

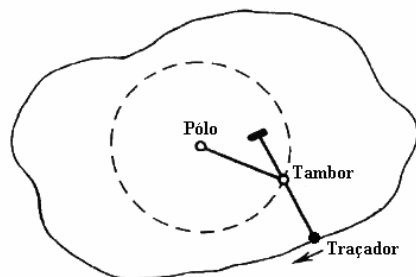
Escolhe-se um ponto de partida para as medições.

O aparelho deve ser zerado neste ponto.

Percorre-se o contorno da figura com o *traçador*, no sentido *horário*, voltando ao ponto de partida.

Faz-se a leitura do *tambor* (aparelho mecânico), ou, a leitura no visor (aparelho eletrônico).

Para a avaliação final da área, toma-se sempre a média de (no mínimo) três leituras com o planímetro.



Balança de Precisão

Este método avalia a área de uma figura em função do seu peso.

Para tanto, é necessário que se tenha à disposição uma balança de precisão (leitura entre 0,01 e 0,001g).

O método consiste em tomar como amostra uma figura cuja área seja conhecida e que esteja representada sobre papel cuja gramatura seja a mesma da figura que se quer avaliar.

Assim, para a avaliação da área de uma figura qualquer é preciso:

- Desenhar uma figura geométrica conhecida (quadrado, retângulo, triângulo, trapézio) em determinado tipo de papel.
- Recortar esta figura de área (**sA**) conhecida e pesá-la (**pa**).
- Transcrever os limites da figura a ser avaliada para o mesmo tipo de papel (utilizando mesa de luz).
- Recortar esta figura de área (**S**) desconhecida e pesá-la (**P**).

A área da figura que se quer avaliar poderá, então, ser facilmente obtida através de uma regra de três simples, ou, através da seguinte relação:

$$S = \frac{sA}{pA} \cdot P$$

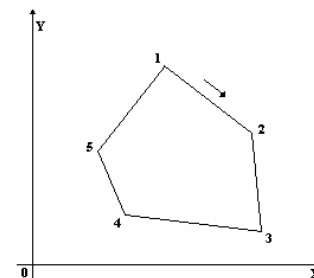
MÉTODO ANALÍTICO

Segundo DOMINGUES (1979) a área de uma superfície plana limitada por uma poligonal fechada pode ser determinada analiticamente quando se conhecem as coordenadas ortogonais dos seus vértices.

Dos métodos analíticos conhecidos, sem dúvida, o mais empregado para a avaliação de áreas de figuras planas é o de Gauss.

MÉTODO DE GAUSS

Como na figura abaixo, consiste em, dadas as coordenadas (X,Y) de pontos de uma figura fechada qualquer, determinar a área desta figura seguindo os seguintes critérios:



As coordenadas do ponto de partida e de chegada devem ser as mesmas $X_1 = X_n$ e $Y_1 = Y_n$.

Percorrendo a poligonal no sentido horário, somam-se as ordenadas (SY) dos pontos, aos pares, ou seja, de duas em duas.

Na sequência, porém em sentido contrário, subtraem-se as abscissas (DX) dos pontos, também aos pares.

Os resultados de cada soma e subtração, para um mesmo ponto, são multiplicados entre si (SY.DX).

Somam-se, algebricamente, todos os produtos encontrados (S(SY . DX)).

A área final é dada pela seguinte relação:

$$2S = \sum_1^n (Y_{i+1} + Y_i)(X_{i+1} - X_i)$$

Exercícios

1. Determine a área total de uma figura qualquer, em cm^2 , sabendo-se que esta foi dividida em duas figuras geométricas conhecidas. São elas:

trapézio $\rightarrow$ base maior(b) = 23,5cm; base menor(a) = 15,7cm; altura(h) = 5,3cm

triângulo qualquer $\rightarrow$ lado(a) = 6,6cm; lado(b) = 5,3cm; lado(c) = 8,3cm

2. Determine a área de uma figura, pelo método de Gauss, sabendo que a mesma é definida por seis pontos cujas coordenadas são:

Ponto	X	Y
1	100mm	100mm
2	223mm	167mm
3	304mm	017mm
4	128mm	-79mm
5	002mm	-56mm
6	-41mm	023mm

Considerando que esta figura está delimitada sobre uma planta na escala 1:2.000, determine o valor da sua área real (m^2).

3. Qual seria o valor da área de uma figura de 1,83g de peso sabendo-se que uma amostra de 10cm x 15cm, no mesmo tipo de papel, tem peso igual a 0,76g?

4. Calcule a área de uma poligonal triangular a partir dos dados relacionados abaixo.

$$DH(AB) = 100,320\text{m}$$

$$Hz(CAB) = 66^\circ 10'$$

$$Hz(CBA) = 41^\circ 42'$$

ANEXO I

Leitura e entendimento dos elementos contidos numa carta topográfica

Leitura e entendimento dos elementos contidos numa carta topográfica

Neste artigo, SANTIL E QUEIROZ (2001) afirmam que, através do entendimento dos elementos contidos numa carta topográfica, o usuário estará sendo educado para uma visão cartográfica de forma a poder utilizá-la de maneira mais adequada, possibilitando, assim, uma difusão maior da Cartografia.

Este artigo está disponível em <http://www.uem.br/dge/geonotas/vol5-2/santil.shtml> e foi editado para ser inserido neste Curso Virtual de Cartografia e SIG.

Introdução

Quando observamos uma fotografia, uma caneta ou qualquer outro objeto, procuramos reconhecer e identificar os elementos contidos neles. No mapeamento sistemático, cuja classificação se insere a carta topográfica, procederemos de maneira análoga. Cabe ao usuário, portanto, o reconhecimento e identificação dos elementos, efetuando assim, a tradução dos símbolos contidos na carta. A incorporação destes elementos estará relacionada ao domínio cognitivo do leitor. Finalmente, para a concretização da leitura de um produto cartográfico, o usuário deve ser capaz de interpretar os elementos contidos neles. A interpretação, no entanto, depende do conhecimento e habilidades do usuário em poder correlacionar aspectos físicos e humanos, para a compreensão dos fatos representados. Apoiados em autores que desenvolveram trabalhos através de esquemas e modelos de comunicação cartográfica, podemos fortalecer estas considerações. Como exemplo, citamos o trabalho de Board (1977) apud Queiroz (1994) - Os Processos da Comunicação Cartográfica - no qual apresenta a fase da leitura de mapas composta nas seguintes etapas: decodificação, verbalização, visualização e interpretação. Portanto, a leitura de um produto cartográfico consiste na concretização das etapas pertinentes a esta fase que, por sua vez, irão permitir a obtenção de informações através de elementos contidos na carta.

A necessidade da utilização de um produto cartográfico nas atividades profissionais ou de lazer levará o usuário a praticar a fase de leitura. Segundo Teixeira Neto (1984), em particular, ao geógrafo, isto favorecerá a observação, descrição, correlação e explicação dos fatos geográficos.

Leitura interna e externa

Quando consideramos os elementos contidos na legenda, efetuaremos a leitura interna da carta. A legenda facilita a identificação dos elementos e permite agrupá-los conforme suas características.

Ao considerarmos os elementos periféricos - título, escala, coordenadas geográficas, sistema de projeção, dentre outros - efetuaremos a leitura externa da carta.

Elementos de identificação interna e externa de uma carta topográfica:

O estudo do *lay-out*, ou seja, como as informações serão distribuídas espacialmente na carta topográfica estão de acordo com a folha modelo publicada pelo DSG (Diretoria de Serviço Geográfico). Entretanto, existem instituições que prestam serviços e/ou elaboram produtos cartográficos sem a preocupação de seguir o disposto no Decreto-Lei nº 243/67, causando com tal atitude um descompasso com a leitura.

Atualmente, o IBGE (Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) está

procurando adaptar os seus produtos às normas vigentes e, para tanto, mantém contato com a DSG.

Não obstante, tomaremos a carta produzida pelo IBGE como modelo para exemplificarmos a disposição das informações.

Então, temos:

Órgão responsável

Estabelece o órgão responsável pelo produto cartográfico, não implicando que este esteja envolvido em todas as fases para construção do mesmo. Além disso, são mencionados na primeira, segunda e terceira linhas o órgão de subordinação ("a quem é vinculado"), nome da organização ("quem realiza"), região geográfica da área mapeada e a escala correspondente, respectivamente.

SECRETARIA DE PLANEJAMENTO DA PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA
IBGE - SUPERINTENDÊNCIA DE CARTOGRAFIA
DEPARTAMENTO DE CARTOGRAFIA

CARTA DO BRASIL - ESC. 1:50000

Título

O título da folha é determinado pela característica topográfica mais relevante da área representada. Pode ser a localidade de maior população, curso d'água mais importante ou algum outro aspecto relevante.

Por outro lado, deveria ser posicionado ao lado esquerdo do título o emblema da organização, entretanto, na maioria das cartas tal fato não é observado.

BARRA DO CHAPÉU

Índice de nomenclatura

Segundo o IBGE (1993), as especificações da Carta Internacional do Mundo ao Milionésimo - CIM, foram adotadas na Conferência Técnica das Nações Unidas, realizada em Bonn (Alemanha, 1962), que tem por finalidade:

- fornecer, por meio de uma carta de uso geral, um documento que permita uma visão de conjunto do mundo para os estudos preliminares de investimentos e o planejamento do desenvolvimento econômico e, também, para satisfazer às diversas necessidades dos especialistas de variadas ciências;*
- oferecer uma carta básica que permita preparar séries de cartas temáticas (população, solo, geologia, vegetação, recursos diversos, limites administrativos, etc.). Essas cartas constituem elementos fundamentais para a eficaz execução de estudos e análises. Destinam-se estas novas especificações a permitir que todas as nações participem do esforço comum, em virtude da flexibilidade e da simplicidade das regras técnicas fixadas para a publicação da carta.*

FOLHA SG-22-X-B-I-4

Séries cartográficas

Séries cartográficas são divisões feitas em folhas de formato uniforme na mesma escala de uma área geográfica, mediante a impossibilidade de reprodução cartográfica dessa área em uma única folha impressa em tal escala.

Segundo Oliveira (1988), *o mapeamento básico tem por objetivo elaborar cartas destinadas à cobertura sistemática de um país das quais outras cartas podem ser derivadas.*

O melhor exemplo de uma série cartográfica é a Carta do Brasil ao Milionésimo (esc. 1:1.000.000). Cada folha da carta deve abranger, como regra, uma área de 4° em latitude por 6° em longitude. As folhas serão limitadas por meridianos espaçados de 6° em 6°, a partir do meridiano internacional, e por paralelos espaçados de 4° em 4°, a partir do Equador. Para cobrir o território brasileiro são necessárias 46 folhas desse formato.

A partir da Carta Internacional ao Milionésimo - CIM- derivam outras séries de cartas, como as discriminadas abaixo com seus respectivos formatos.

Escala	Formato
1:1.000.000	6° x 4°
1: 500.000	3° x 2°
1: 250.000	1°30' x 1°
1: 100.000	30' x 30'
1: 50.000	15' x 15'
1: 25.000	7'30" x 7'30"

Nenhuma folha impressa deverá exceder de 100 centímetros por 80 centímetros.

Articulação sistemática das folhas

Segundo o IBGE (1993), a articulação das folhas é apresentada de acordo com o seguinte esquema:

- a primeira parte consiste de uma letra dada pela divisão dos hemisférios para a latitude, isto é, N, para a latitude norte, e S, indicando latitude sul;
- a segunda parte consiste na divisão por zonas de intervalo de 4°, determinadas pelas letras A,B,C,D,E,..., V, respectivamente. Isto é válido até o paralelo 88° norte ou sul e as duas calotas polares levarão a letra Z;
- a terceira parte é determinada pela fórmula (a ou b), que indicará o fuso correspondente da área abrangida na escala 1:1.000.000, sendo este estabelecido a partir do antimeridiano de Greenwich, a cada 6° de intervalo.

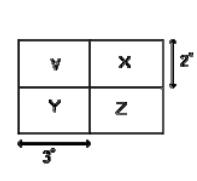
$$(a) N = [(180^\circ \pm \lambda) / 6^\circ] + 1$$

$$(b) N = [(180^\circ \pm \lambda) / 6^\circ]$$

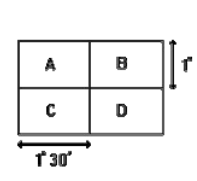
Considera-se (a) para as longitudes que não são múltiplas de seis e para (b), caso contrário. No cálculo, vale-se do sinal (-) para as longitudes a oeste de Greenwich e (+) para as situadas a leste do mesmo meridiano.

Para os demais elementos segue a divisão estabelecida a partir da folha ao milionésimo:

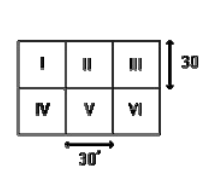
- dividindo-se a folha ao milionésimo nas metades de sua latitude e longitude serão geradas 4 folhas num formato 3° x 2° cuja escala será 1:500.000.



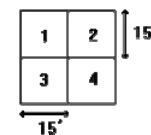
- da folha 1:500.000 serão geradas 4 folhas num formato 1° 30' x 1° sendo a escala igual a 1:250.000



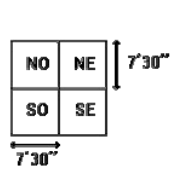
- da folha 1:250.000 teremos 6 folhas num formato 30' x 30' cuja escala será 1:100.000.



- da folha 1:100.000 serão geradas 4 folhas num formato 15' x 15' cuja escala será 1:50.000.



- da folha 1:50.000 serão geradas 4 folhas num formato 7'30" x 7'30" cuja escala será 1:25.000.



Quando a folha situar-se na zona prevista, porém limitada por meridianos que não são os próprios do fuso, os meridianos limites este e oeste serão indicados entre parêntesis, após o índice de nomenclatura. Exemplo: NL-21* (60 ° - 53 °).

Cabe salientar, ainda, que as folhas nas escalas maiores que 1:25.000 não são normatizadas até o momento.

Mapa índice

Segundo o IBGE (1993), além do índice de nomenclatura, dispomos de outro sistema de localização para folhas. Nesse sistema numeramos as folhas de modo a poder referenciá-las através de um simples número. Assim:

- Para as folhas de 1:1.000.000, usamos a numeração de 1 a 46
- Para as folhas de 1:250.000, usamos a numeração de 1 a 550
- Para as folhas de 1:100.000, usamos a numeração de 1 a 3036.
Este último é conhecido como MI, que significa mapa índice, e os dois primeiros como MIR, mapa índice reduzido.
O número MI substitui a configuração do índice de nomenclatura para escalas de 1:100.000. Por exemplo, a folha SD-23-Y-C-IV corresponderá ao MI 2215.
- Para as folhas em escala de 1:50.000, o MI vem acompanhado de um dos algarismos 1,2,3 ou 4, correspondente ao quadrante de uma folha 1:100.000. Por exemplo, a folha SD-23-Y-C-IV-3 corresponderá ao MI 2215/3, ou seja, terceiro quadrante da folha 1:100.000 (MI 2215).
- Para as folhas de 1:25.000, acrescenta-se o indicativo (NO, NE, SO ou SE) conforme a situação da folha em relação à anterior. Por exemplo, a folha SD-23-Y-C-IV-3-NO corresponderá ao MI 2215/3-NO, ou seja, o quadrante noroeste da folha 1:50.000 (MI 2215/3).

O número MI deve ser indicado no canto superior direito das cartas topográficas nas escalas 1:100.000, 1:50.000 e 1:25.000, obedecendo à norma cartográfica hoje em vigor, conforme recomendam as folhas-modelo publicadas pela DSG, órgão responsável pelas normas técnicas referentes às séries de cartas gerais.

- Localidades, limites, vias de circulação, pontos de controle e altitude
Estes elementos constituem parte da legenda na qual fornecem informações para a leitura interna. Devem ser apresentados no canto inferior esquerdo da carta.
A legenda, segundo Santos & Le Sann(1985), *compreende a tradução dos símbolos*

utilizados na representação das informações . Para tanto, é necessário que a mesma esteja organizada. Entende-se por organização da legenda a apresentação segundo os componentes seletivo, ordenado e quantitativo. No caso da carta apresentar elementos com características diferentes (ex.: localidades e vias de circulação) a legenda deve ser organizada de modo a agrupá-los conforme suas peculiaridades. Dessa forma, devemos criar uma classificação da legenda de acordo com os componentes citados anteriormente. Logo, isto permitirá uma leitura mais rápida e eficaz da mesma, facilitando, assim, a compreensão de um produto cartográfico.

Articulação e localização da folha

A articulação da folha nos mostra a disposição entre a área mapeada e as que circunvizinham, indicando as referências daquelas que são contíguas, além da localização desta no Estado-Membro.



Sistema de projeção e informações adicionais

Quanto ao sistema de projeção, a natureza da superfície de representação é cilíndrica; a forma de contato entre as superfícies de representação e referência é secante e a posição relativa entre as superfícies de referência e de projeção é transversa.

Quanto às propriedades (deformações), é apresentado na projeção conforme - conservação dos ângulos - e quanto ao método de construção o sistema de projeção é analítico. Estas informações acentuam a projeção Universal Transversa de Mercator.

As escalas gráfica e numérica são representadas para permitir ao usuário efetuar avaliações de áreas, distâncias e outras pertinentes ao interesse do mesmo. A primeira nos possibilita, com a utilização de instrumentos, efetuar medidas diretamente sobre a carta, enquanto a segunda se vale da relação de proporcionalidade para a determinação das mesmas.

O processo mais empregado na representação das formas do terreno é o das curvas de nível (SBC, 1996). Estas são apresentadas segundo uma equidistância previamente determinada a partir da escala da carta.

Para a representação da superfície terrestre no plano, é necessária a definição da forma e dimensão da Terra, bem como o datum horizontal e vertical. Como datum entende-se o ponto origem, isto é, datum horizontal pode ser considerado como a origem das coordenadas

geodésicas. Antigamente, este datum localizava-se em CÔRREGO ALEGRE e, portanto, levava esta denominação; atualmente é o CHUÁ, localizado no Triângulo Mineiro. O datum vertical, por sua vez, determina a origem das altitudes, ou seja, o nível de referência ao qual as altitudes são referidas em geral. A este denominamos de IMBITUBA.

Ainda com relação aos elementos externos são apresentadas as fases principais de execução da carta: obtenção das fotografias aéreas (onde se faz necessário um planejamento de voo); apoio de campo (fundamental para a construção do produto cartográfico); reambulação (trabalho de campo em que consiste esclarecer detalhes não identificados nas fotografias aéreas, tais como: nome de rios, estradas, etc., além da demarcação dos limites de área, seja esta municipal, estadual ou internacional); aerotriangulação (uma técnica fotogramétrica para obtenção de pontos, que se vale do apoio de campo e da reambulação, além de instrumentos e processamentos de dados); restituição (produção "preliminar" da carta, que se dá através de instrumentos restituidores) e impressão do produto.



Hidrografia e vegetação

Fazem parte da legenda e como os demais elementos são divididos em classes, de modo a facilitar a identificação e interpretação dos mesmos.



Divisão administrativa

A divisão político-administrativa será representada através dos limites internacionais e/ou estaduais e/ou municipais contidos na área mapeada, permitindo ao usuário a localização de elementos como também de problemas estruturados na região.



Declinação Magnética e convergência meridiana

Segundo Ernesto (1983) e Leinz & Amaral (1985), a causa e a sede do magnetismo terrestre são discutidas. As teorias mais modernas sugerem um campo elétrico formado pela defasagem, ocasionada pela rotação da Terra, entre a parte interna líquida (Ni e Fe) e o manto inferior sólido.

A Terra, de acordo com SBC (1996), *se comporta como um ímã, possuindo um campo magnético e dois pólos magnéticos de polaridades opostas. Os pólos magnéticos se localizam relativamente próximos (mas não coincidem) aos pólos geográficos (extremidades do eixo de rotação da Terra).* A não coincidência entre os pólos geográficos e magnéticos se deve à desigual distribuição do material magnético da Terra, havendo, portanto, um ângulo formado entre eles cujo valor é 11° 30'.

Na prática, segundo Ernesto (1983), isto significa que a agulha da bússola desvia do norte geográfico para leste ou oeste segundo um ângulo, que dependerá do local onde se encontra o observador. Portanto, de acordo com Leinz & Amaral (1985), a agulha é submetida a duas forças: a vertical, que determina a inclinação, e a horizontal, que orienta a agulha rumo ao pólo magnético. Dá-se o nome de declinação magnética a esse desvio que a agulha magnética sofre em relação à linha NS "verdadeira".

A convergência meridiana é a diferença angular entre as linhas do quadriculado, sistema de coordenadas plano-retangulares usando medidas de distâncias sobre uma projeção escolhida, e dos meridianos, que convergem para os pólos geográficos (Maling, 1980).



Referências Bibliográficas

- COMISSÃO DE CARTOGRAFIA. Cartografia e Aerolevantamento. Brasília: COCAR, 1981. 136p.
- DUARTE, P.A. Cartografia Básica. Florianópolis: UFSC, 1988. 182p.
- ERNESTO, M. O magnetismo terrestre. In: Introdução à Geofísica. São Paulo: IAG/USP, 1983. p. 53-87.
- FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA e ESTATÍSTICA. Manuais Técnicos de Geociências. Rio de Janeiro: IBGE, 1993. 63p.
- LEINZ, V.; AMARAL, S.E. Geologia Geral. São Paulo: Nacional, 1985. 397p.
- MALING, D.H. Coordinate systems and map projections. London: Pergamon Press, 1980. 255p.
- QUEIROZ, D.R.E. O mapa e seu papel de comunicação - Ensaio metodológico de Cartografia Temática em Maringá - Pr. São Paulo: FFLCH/USP, 1994. 133p. Dissertação.
- SANTOS, M.M.D.; LE SANN, J.G. A cartografia do livro didático de Geografia. Revista Geografia e ensino. Belo Horizonte, n. 7, p. 3-38. 1985.

OLIVEIRA, C. Curso de Cartografia Temática. Rio de Janeiro: IBGE, 1988. 152p.

SOCIEDADE BRASILEIRA DE CARTOGRAFIA. Introdução aos métodos cartográficos. Rio de Janeiro: SBC, 1996. 95p. Apostila xerografada.

TEIXEIRA NETO, A. Notas de aula de Cartografia Sistemática. Goiânia: UFGO, 1984. Apostila xerografada.

ANEXO II

AVALIAÇÕES E PERÍCIAS

INTRODUÇÃO

Introdução

TIPOS DE SUPERFÍCIE (TERRENO)

*IBAPE – Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícia
Eng. De Avaliações e Perícia de Eng. E Arquitetura*

Propriedade de domínio particular

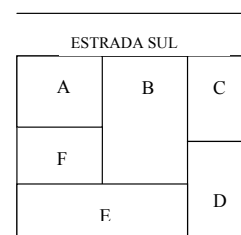
Histórico de domínio. Passível de escrituração e registro.

Do Estado

$$\left. \begin{array}{l} \text{Municipal} \\ \text{Estadual} \\ \text{Federal} \end{array} \right\}$$

Terra Devoluta (de domínio do Estado)

→ **passível de discriminação (locação) e legitimação (título de domínio)**



DETERMINAR:

ÁREA
 CONFRONTANTES
 PERÍMETRO
 BENFEITORIAS
 GEOREFERENCIAR O TERRENO
 (para imóveis rurais)
 Vértices definidores com
 coordenadas UTM, referenciadas ao SAD69

Passível de Usucapião

■ *substantivo de dois gêneros*

Rubrica: termo jurídico.

Aquisição de propriedade móvel ou imóvel pela posse prolongada e sem interrupção, durante o prazo legal estabelecido para a prescrição aquisitiva

Domínio pela posse

Tipos:

→ **Especiais** → Histórico de posse na família - 10 anos
 → **Normal** → Posse de mais de 20 anos

Exemplo de avaliação de uma gleba urbana com edificação:

Obs. Gleba: porção de terra que foi objeto de usucapião.

Gleba: é a área de terreno que ainda não foi objeto de arruamento ou loteamento;

Esquema:

1. Localização do terreno: Rua, Av, Quadra, n. lote, bairro, cidade, estado...
2. Dados do proprietário (nome, RG, CPF, etc)...
3. Características do terreno:

Topografia: medidas, área, declividade:

Terreno Plano
Media declividade
Grande declividade

Quanto a salubridade:

Seco
Com água

Infra estrutura

Benfeitorias públicas:

Água, esgoto, iluminação pública, guia de sarjeta, pavimentação (tipo), linhas de ônibus, acesso para centro comercial do município, telefonia, tv a cabo, etc...

4. Características da edificação:

Alvenaria ou não, laje, cobertura de telhas tipo...., esquadrias de ferro ou outro material, piso, acabamento de cada cômodo (compartimento) da edificação.

5. Avaliação

Valor do Terreno (VT) + Valor da Edificação (VE)

- 5.1. VT = com base em pesquisa imobiliária, consultando pelo menos 5 fontes (preferencialmente, imobiliárias)

A pesquisa ideal é aquela baseada na oferta efetiva de venda

Valor obtido = m², aplicando-se o índice de super-estimativa de venda (0,9 – recomendado pelo IBAPE).

Exemplo: Terreno de amostra = Preço de vendam = R\$ 10.000,00

Metragem = 300m²

Valor sanado = R\$ 10.000,00 x 0,9 = R\$ 9.000,00

Valor Unitário = R\$ 9.000,00/300 m²

Valor Unitário = R\$ 30,00/ m²

Terreno Avaliado = 500 m² x 30,00

Terreno Avaliado = R\$ 15.000,00

- 5.2. Valor da Edificação (VE)

VE – Classificação:

Residencial
Industrial
Comercial

Padrão Misto
Popular
Médio
Fino

Valor por m² = revista “A CONSTRUÇÃO” na tabela custos unitários PINI de edificações.

Depreciação pela idade aparente:

$$KD = (1 - R)^N$$

Onde:

N = Idade aparente

R = Razão de depreciação (normalmente = 2%)

Ex:

Área edificada = 150 m²
Padrão médio R\$ 470,00/ m²
Idade aparente 20 anos

Depreciação

$$KD = (1 - 0,02)^{20} = 0,67$$

VE = Padrão x Área Edificada x KD

VE = 470,00x150,00x0,67

VE = R\$ 47.235,00

- 5.3. Valor do Imóvel (VI)

VI = VT + VE

VI = R\$ 15.000,00 + 47.235,00

VI = R\$ 62.235,00



BRASIL
GOVERNO FEDERAL

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO AGRÁRIO
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZAÇÃO E REFORMA AGRÁRIA-INCRA
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DE MATO GROSSO DO SUL

DIVISÃO TÉCNICA

MEMORIAL DESCRITIVO

IMÓVEL : Fazenda Recanto dos Pássaros

ÁREA DO LEVANTAMENTO : 0.0028

MUNICÍPIO : Campo Grande / MS

REFERÊNCIA :

CONFRONTAÇÕES:
NORTE: José Antônio
SUL : Pedro Ribeiro
LESTE : Carlos Alberto
OESTE : José Antônio

DESCRIÇÃO

Inicia o perímetro da área junto ao M1, com Coordenadas UTM-SAD-69, E = 6.61 e N = 5.81 referentes ao Meridiano Central , e ao Equador; deste segue confrontando com José Antônio com raio de 4.47 m por 2.91 m até ; deste segue confrontando com José Antônio com raio de 2.26 m por 3.22 m até M2; deste segue confrontando com Carlos Alberto com azimute verdadeiro de 172°43'38" por 5.08 m até M3; deste segue confrontando com Pedro Ribeiro com azimute verdadeiro de 263°26'39" por 5.33 m até M4; deste segue confrontando com Marcelo da Silva com azimute verdadeiro de 307°20'59" por 2.70 m até M5; deste segue confrontando com José Antônio com azimute verdadeiro de 44°43'23" por 2.29 m até M1, marco inicial da descrição deste perímetro.

Campo Grande, 30 de 10 de 2001

RESPONSÁVEL TÉCNICO	CONFERE	VISTO
	INCRA –	

NOÇÕES DE TOPOGRAFIA APLICADA AO PROJETO DE ESTRADAS

O projeto e construção de estradas