

CAPÍTULO 6 - LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS

1. INTRODUÇÃO

Do ponto de vista hidrográfico, um Levantamento Topográfico consiste numa série de operações realizadas com o objetivo de determinar a constituição das partes da superfície da terra que emergem em relação à água. Essa constituição inclui o relevo costeiro e a localização de objetos naturais ou artificiais permanentes e estruturas.

Tal informação é parcialmente obtida pela determinação da posição dos pontos no terreno, o que permite a determinação da sua forma, bem como dos detalhes das estruturas a serem representadas, definindo a sua localização e descrição para serem cartografadas. Outras fontes de dados incluem processos de detecção remota a partir da fotogrametria aérea, outros sensores aéreos ou produtos derivados das imagens satélite. Nestes casos, é necessário criar pontos de controlo no terreno a fim de ajustar as informações para o sistema de georeferenciação pretendido.

O termo topografia muitas vezes tem outras aplicações, por exemplo, em oceanografia, é utilizado para descrever as superfícies do fundo do mar ou os limites de certas características das massas de água. Todos estes significados têm no entanto em comum a descrição das superfícies externas de um corpo físico.

Este capítulo trata dos métodos aplicáveis à descrição das estruturas costeiras como parte dos levantamentos hidrográficos, nomeadamente no que diz respeito à aparência do terreno e à localização dos pormenores. Inclui a localização da linha de costa e dos pontos coordenados, geralmente relacionados com a linha de preia-mar, a informação na zona entre essa linha e a linha de baixa-mar, assim como as estruturas costeiras conspícuas que permitem ao navegador posicionar-se em relação às zonas perigosas perto da costa.

Excetuando os portos ou as zonas costeiras onde há intervenções ou projetos planeados que se espera que venham a ser empreendidos, é necessário fazer observações detalhadas das formações costeiras usando métodos topográficos.

Em alguns casos, muitos dos levantamentos topográficos podem ser realizados através de processos fotogramétricos. Nestes levantamentos, o controlo é conseguido através do posicionamento de detalhes no terreno que podem ser identificados nas imagens. Além disso, é necessário acrescentar informação que possibilite uma interpretação adequada acerca das estruturas costeiras.

Nos levantamentos topográficos costeiros, também é essencial a localização de todas as ajudas à navegação na respectiva área. Se for necessário, deve ser realizado um adensamento da rede geodésica quer através de pontos de apoio horizontais, quer através de pontos de apoio verticais. Em todos os casos, é essencial que o sistema de referência para as coordenadas do levantamento topográfico, o apoio geodésico e as ajudas à navegação (estações de referência, luzes, faróis, balizas, etc.) seja coerente com o sistema de referência utilizado para o resto do levantamento hidrográfico. Esta precaução é fundamental para o navegador, que determina a sua posição com a utilização das ajudas à navegação e outras estruturas costeiras, poder confiar na posição das profundidades cartografadas em relação às marcações das sucessivas posições do navio.

Este capítulo abordará, em primeiro lugar, os métodos aplicados aos levantamentos topográficos e, em seguida, irá lidar com a detecção remota, desde os processos fotogramétricos às imagens obtidas por satélite.

Exceto para a reafirmação de alguns princípios básicos, que são considerados essenciais, presume-se que o leitor tenha previamente examinado o Capítulo 2 (Posicionamento), onde assuntos relacionados com as coordenadas sobre o esferóide e o plano, métodos de controlo horizontal/vertical, equipamentos de posicionamento e respectivos métodos são abordados com mais profundidade.

2. TOPOGRAFIA, DELIMITAÇÃO DA LINHA DE COSTA E AJUDAS AO POSICIONAMENTO DA NAVEGAÇÃO

2.1. Especificações

- 2.1.1 Todas as tarefas devem assumir, no mínimo, as especificações referidas na publicação S-44 (Normas para os Levantamentos Hidrográficos da OHI), especialmente as relacionadas com o capítulo 2.
- 2.1.2 Na tabela 1 da S-44, é referido que se espera que os erros, no que diz respeito às posições das estruturas costeiras, sejam inferiores aos seguintes limites:

Tabela 6.1 (Tabela 1 na S-44)

	ORDEM ESPECIAL	ORDENS 1a e 1b	ORDEM 2
Ajudas à navegação fixas e objetos conspícuos para a navegação (95% de nível de confiança)	2m	2m	5m
Linha de costa e topografia de costa menos importante para a navegação (95% de nível de confiança)	10m	20m	20m
Posição média das ajudas à navegação flutuantes (95% de nível de confiança)	10m	10m	20m

- 2.1.3 Devem ser realizadas verificações pormenorizadas para confirmar que o sistema de referência utilizado para mostrar todas as coordenadas dos pontos de apoio é o mesmo. A verificação deve incluir uma análise dos registos e, sempre que surjam dúvidas, deve ser incluída uma verificação no terreno.
- 2.1.4 Para verificar a exatidão do posicionamento, deve ser implementada uma rotina rígida de controlo cruzado de informação entre as observações obtidas fisicamente a partir dos pontos de controlo (da rede geodésica ou de adensamento da mesma) e as respectivas coordenadas. Isto evitará situações de métodos de obtenção de coordenadas com base em medições realizadas em circuitos fechados que se iniciam e terminam no mesmo ponto de controlo. Em vez disso, devem ser incluídas outras formas de assegurar a coerência pretendida. Assim, deve ser incluída pelo menos uma ligação nas medições realizadas que garanta a transferência de coordenadas de um ponto de controlo para outro.
- 2.1.5 Quando o posicionamento por satélite (GNSS) é utilizado para fins altimétricos, deve ser assegurado que, para além da exatidão do processo levado a cabo, as correções entre as alturas acima do esferóide de referência utilizado e o nível médio do mar têm uma exatidão suficiente. O objetivo principal desta precaução é o de satisfazer os requisitos diretamente associados com os níveis da água do mar, tomadas de água ou escoamentos artificiais, levantamentos para projetos costeiros, controlo no terreno para fotogrametria, levantamentos portuários, etc.
- 2.1.6 Exceções a estes requisitos são os levantamentos destinados a representar a linha de costa vista do mar, o posicionamento de objetos conspícuos ao nível do mar, ou à determinação

das cotas das luzes, dos sinais e das balizas onde erros de $\pm 0,3\text{m}$ são permitidos para grupos de sinais (enfiamentos) e um máximo de $\pm 0,5\text{m}$ para um sinal ou objeto isolado. No caso de pontos de controle no terreno destinados a definir a forma da linha de costa, a tolerância de erro pode ser de $\pm 0,5\text{m}$ para Ordem Especial e $\pm 1\text{ m}$ para as ordens 1 ou 2, quando o declive do terreno é inferior a 10%. Em inclinações superiores a tolerância de erro pode ser de até $1\text{m} \pm 0,8\text{ iH}$, onde **H** é o erro horizontal, que é mostrado na Tabela 6.1 e **i** é o declive (tangente do ângulo de elevação).

2.1.7 Os principais métodos utilizados na determinação da linha de costa são:

- a) GNSS em metodologia Cinemático em Tempo Real/*Real Time Kinematic* (RTK através de GPS, etc.);
- b) Intersecções Inversas (EDOM, sextante, teodolito, etc);
- c) Irradiações ou Poligonais (EODM, Estações Totais, Nível e estádia, taquimetria ou sextante e barra de 10') *;
- d) Intersecções (EODM, teodolitos ou sextantes);
- e) Fotografia aérea;
- f) Mapas existentes.

(*) Nas irradiações com sextante e barra de 10', os ângulos horizontais são medidos com um sextante (ver ponto 5.3.1 no Capítulo 2), bem como as distâncias com uma mira especial, em que um ângulo é convertido em distância (método paraláctico, através da medida entre duas marcas distintas com uma distância conhecida entre elas).

2.1.8 Os métodos utilizados vão depender da escala do levantamento, do tempo e dos equipamentos disponíveis. Ou seja, mapas existentes, onde pequenos detalhes possam ser representados, podem ser utilizados para escalas de 1:50000 ou menores (1:100000). Da mesma forma podem ser usadas fotografias aéreas, mas é provável que as imagens sejam reduzidas e interpretadas de acordo com as necessidades no Serviço Hidrográfico Nacional (SHN).

A restituição fotogramétrica também é um método adequado (derivado da informação aérea), mas é aconselhável que se complemente o processo com dados recolhidos durante o reconhecimento do terreno.

2.2. Métodos de Posicionamento e Exatidão

2.2.1. GNSS

(Ver ponto 6.1 no Capítulo 2)

Os métodos utilizando sistemas de navegação em modo absoluto só são aplicáveis aos casos em que, conforme é demonstrado na Tabela 6.1, erros de $\pm 20\text{ m}$ sejam aceitáveis. Usando um cuidado especial, incluindo um cálculo experimental das correções aos pontos de coordenadas conhecidas antes e após o levantamento, para períodos superiores a 2 horas entre o amanhecer e o pôr-do-sol, podem ser usados nos casos em que, de acordo com o quadro acima, é exigida uma exatidão de $\pm 10\text{ m}$, desde que os cálculos destas correções sejam consistentes com os limites estabelecidos.

Métodos usando os códigos como observável em modo diferencial (DGPS, etc.), com estações de referência instaladas em pontos de controle geodésico pode ser utilizado para casos que exijam \pm

5 m de exatidão. Em casos com requisitos mais elevados (ou seja, ± 2 m da Tabela 6.1), os processos utilizados devem ser baseados na medição da fase da portadora L_1 , L_1/L_2 , etc.

Nestes casos, devem ser considerados os seguintes erros possíveis para os vetores:

Tabela 6.2

COMPRIMENTO DO VECTOR	L_1	L_1/L_2
Até 10 Km	± 1 cm ± 1 ppm	± 1 cm ± 1 ppm
10 a 40 Km	± 1 cm ± 2 ppm	
40 a 200 Km	NÃO APLICÁVEL	± 2 cm ± 2 ppm(*)
Mais de 200 Km		

(*) Com períodos de tempo adequados, software e equipamentos especiais, os erros podem ser inferiores a ± 1 cm ± 1 ppm.

Relativamente à Tabela 6.2, deve ser realçado que, com base no desenvolvimento esperado dos GNSS a partir de 2005, deve ser prestada atenção à sua atualização para permitir a contemplação da banda L5 e a completa compatibilidade na recepção operacional dos sistemas GPS, GLONASS e GALILEO.

Do mesmo modo, o potencial crescente da utilização do método Cinemático em Tempo Real / *real-time kinematic* (RTK) sugere que a sua utilização poderá exceder as atuais capacidades usadas nos levantamentos e seu uso para determinados tipos de posicionamento de controlo no terreno pode ser esperado. Atualmente (2004), essas técnicas podem ser consideradas como tendo erros da ordem dos ± 5 cm ± 5 ppm.

Além disso, dentro do desenvolvimento dos GNSS, não desconsiderando o referido anteriormente, estão previstos entrar em operação novos serviços diferenciais, adicionais aos já existentes:

- Sistemas de Incremento Baseados no Solo – *Ground Based Augmentation Systems* (GBASs), com transmissões de estações terrestres próximo de aeroportos, bem como de outros locais utilizados intensamente;
- Sistemas de Incremento Baseados em Satélite – *Satellite Based Augmentation Systems* (SBASs) com satélites que recebem sinais de correção diferencial de várias estações e, em seguida, transmitem as correções ajustadas. Uma das mais completas redes programadas para estar plenamente operacional em 2005 é a chamada WAAS (*Wide Area Augmentation System*) patrocinada pela USFAA (*US Federal Aviation Association*).

Alguns destes serviços estão a funcionar com características diferentes, apesar de ser esperado que aumentem em número e introduzam mais capacidades. Estes desenvolvimentos geraram a possibilidade de se realizar mais levantamentos sem a necessidade de estabelecer estações de referência. No entanto, não é aconselhável ser demasiado otimista na sua utilização se não existir nenhuma estação em terra, relativamente próxima, a contribuir para o sistema. Outro método consiste na implementação de redes de estações ativas, a recepção das quais é centralizada e transmite o resultado dos cálculos das efemérides precisas aplicáveis a uma determinada região.

Voltando aos equipamentos que utilizam diferenças de código com estações de referência operando em pontos de controlo, existem alguns que, por meio de um tratamento "sub-métrico", podem obter erros na ordem dos 10 cm \pm 10 ppm, sem utilizar estritamente a fase das portadoras L e permitindo distâncias entre a estação base e a móvel que podem chegar aos 10 km.

Existe uma grande variedade de oferta de equipamentos, mas muito poucos cumprem com os limites estabelecidos para os erros. É, portanto, aconselhável verificar os procedimentos com um teste estacionando os equipamentos a várias distâncias em pontos de controlo existentes, a fim de se obter uma avaliação fiável.

Para o resto deste capítulo, presume-se que o equipamento em uso vai medir as fases da(s) onda(s) portadora(s) (L1 ou L1/2) dentro dos limites indicados na Tabela 2 e o erro do modo RTK ($\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$), conforme foi mencionado.

Idealmente, para realizar um levantamento topográfico, todos os pontos devem ser coordenados a partir de estações base em pontos coordenados materializados no terreno. Sempre que os pontos de controlo existentes não sejam suficientes, deve ser aumentada a sua densidade. A fig. 1 ilustra um plano desse tipo, isto é, a partir de uma rede de pontos de controlo existentes, novos pontos de controlo são obtidos através da determinação dos vetores GNSS utilizando receptores geodésicos em modo estático relativo. Para realizar as correções às altitudes geodésicas (acima do esferóide), a fim de obter a altitude acima do nível médio do mar ou outros níveis associados com ele (ver Capítulo 2), é necessário realizar a determinação da sua diferença em pontos de controlo altimétricos (pertencentes a uma rede altimétrica cujas cotas são conhecidas).

É desejável que os pontos de controlo do terreno usados nos levantamentos fotogramétricos e as ajudas à navegação sejam calculados, no mínimo, a partir de dois pontos de controlo. Métodos mais rápidos, como o *stop and go* ou o *real-time kinematic* (RTK) podem ser ambos usados tanto para estes tipos de pontos de controlo como para os pontos a coordenar no terreno, desde que preencham os requisitos previstos na Tabela 6.1.

Se, durante o levantamento, surgir a necessidade de coordenar pontos de controlo adicionais, estes devem ser coordenados com vetores a partir de dois pontos de controlo coordenados anteriormente.

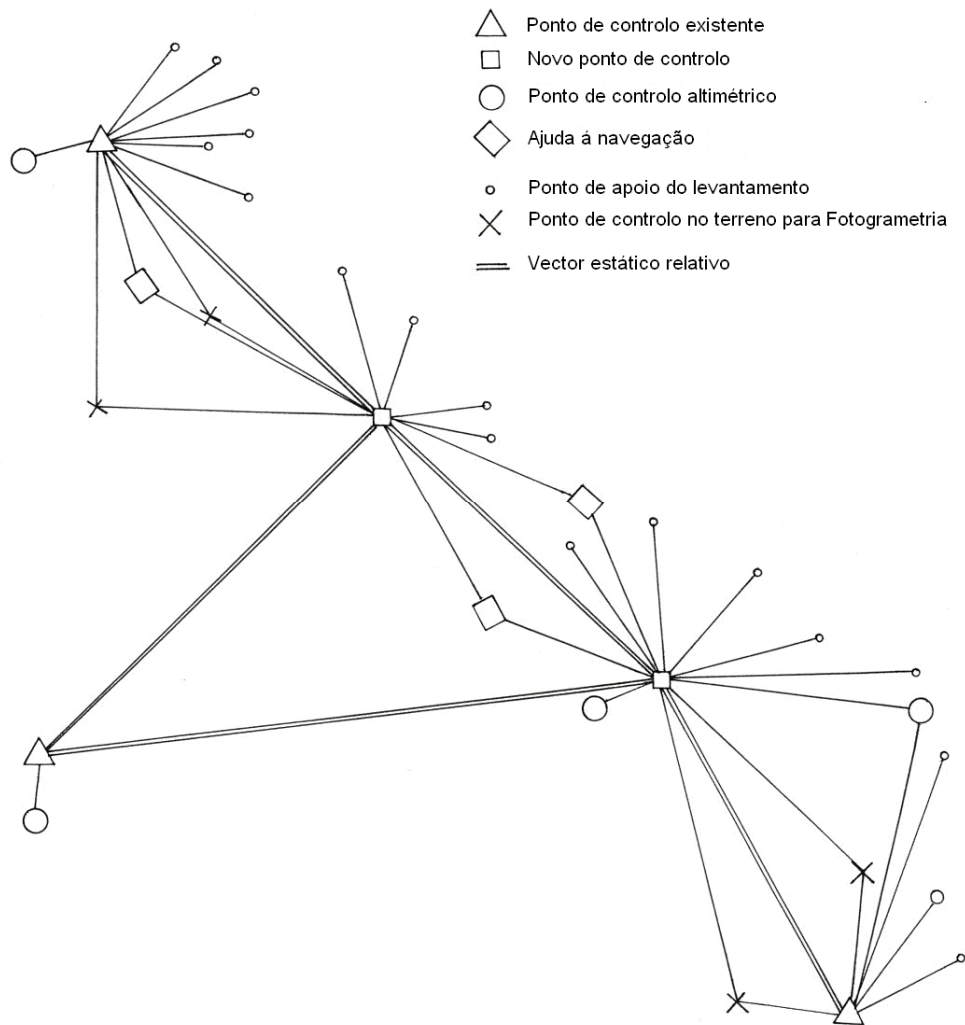


Figura 6.1

A facilidade de coordenar novos pontos de controlo e o custo de construção e preservação dos respectivos marcos, ou outras materializações, tem definido a tendência para o mínimo de marcos. Nesses casos, esquemas como os da fig. 6.2 podem ser escolhidos.

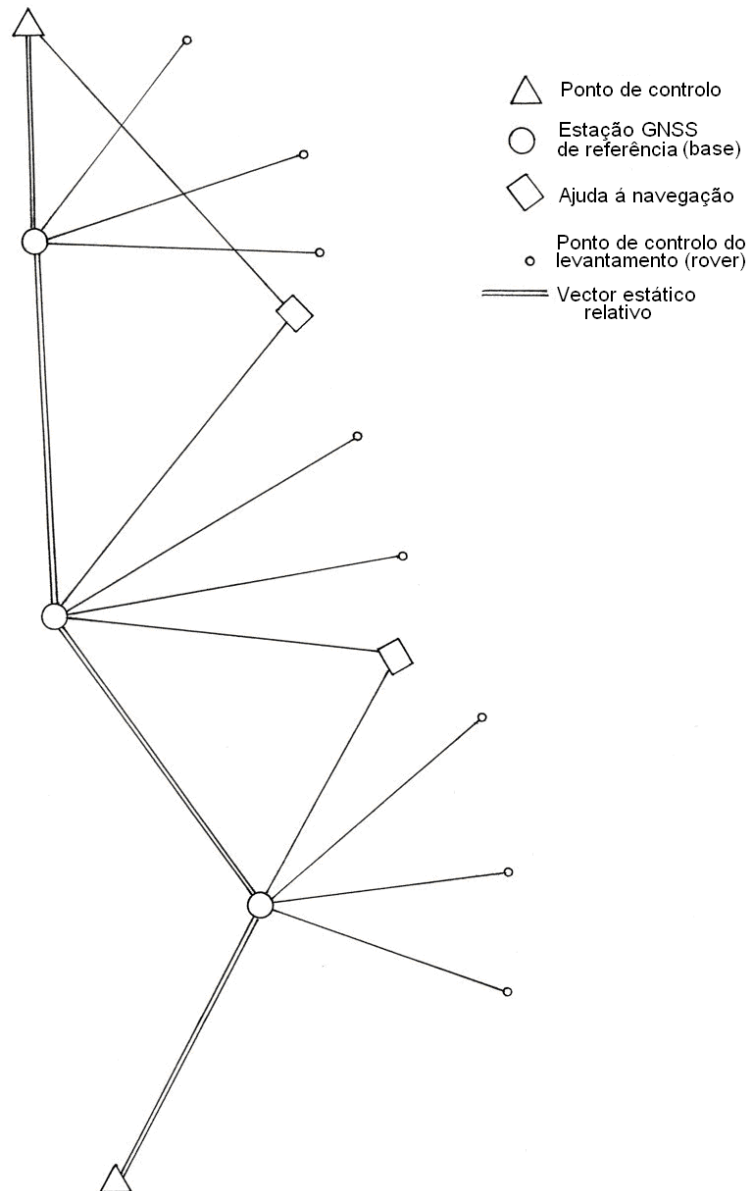


Figura 6.2

Além de servir como uma base de referência para o receptor móvel, as estações GNSS envolvidas no levantamento estão interligadas umas às outras através de determinações de vetores de posicionamento relativo, formando assim, no mínimo, uma poligonal entre pontos de controle sem originar marcos adicionais. Na maioria dos casos, estas poligonais foram coordenadas com os mesmos instrumentos utilizados para o levantamento das estruturas do terreno.

2.2.2. Triangulação

(Ver ponto 3.2.1 do Capítulo 2)

É uma técnica baseada nas medições dos ângulos principais. Antes de meados do século 20, foi o método mais usado para o estabelecimento de redes geodésicas de controle e para cálculo de pontos conspícuos, marcas e outras ajudas à navegação ou pontos de controle no terreno para os levantamentos fotogramétricos. Desde a década de 1960, a utilização de Equipamentos de Medição de Distâncias Eletrônicos (EDM) ou Equipamentos de Medição de Distâncias electro-ópticos (EODM) superou os métodos acima referidos. Mais recentemente ambos têm vindo a ser

substituídos por métodos baseados no posicionamento por satélite, sobretudo desde que a cobertura global permanente foi estabelecida na década de 1990.

A primeira forma de triangulação para fins hidrográficos constou de uma série de observações tal como as da fig. 6.3, com um número relativamente pequeno de medições de lados (linhas base) e um grande número de medições angulares, que são aqui representadas como direções observadas. Este esquema permite uma elevada redundância. Cada quadrilátero com duas diagonais tem três verificações angulares criadas pela adição ou subtração de valores. No entanto, a escala da rede continua a ser determinada pelas linhas base.

Nos antigos pontos de controlo geodésicos isolados, a posição e a orientação eram estabelecidas a partir de observações astronómicas da latitude, longitude e azimute num *datum*. Hoje em dia, se forem utilizadas marcas dessas redes, geralmente, é necessário voltar a reobservar e recalcular as suas coordenadas por métodos GNSS, a fim de converter as coordenadas num sistema global como o WGS 84 (ver 2.2.3 no Capítulo 2).

Em geral, é de salientar que os comprimentos das linhas base podem ser medidos com exatidões entre 1 ppm e 3 ppm, as direções entre $\pm 0,5''$ e $\pm 2''$, e a transição de uma base para a outra (isto é, a diferença entre uma linha base transferida por resolução dos triângulos e uma linha base medida) poderia normalmente ter entre 20 ppm e 40 ppm.

Estas limitações devem ser tidas em conta quando se tenta ajustar uma rede antiga de triangulação para um sistema de referência atual através de observações GNSS. Com distâncias de 200 ou 300 km pode haver diferenças de vários metros (2 ou 3). Mesmo tolerando diferenças dessa ordem de grandeza, é necessário dispor de uma quantidade suficiente de ligações bem distribuídas entre os *data* comuns e um algoritmo de conversão de *data*, para que se consigam absorver as distorções típicas das antigas redes (ver Capítulo 2).

Sem contrariar o mencionado anteriormente, o adensamento por GNSS de *data* com as coordenadas determinadas a partir de triangulações antigas deve ser evitado, uma vez que levam a distorções e imprecisões nos resultados finais. Se for inevitável, devido à necessidade de manter as coordenadas de um *datum* antigo, será necessário adotar estratégias de computação especiais e as limitações dos valores obtidos devem ser constatadas numa fase inicial.

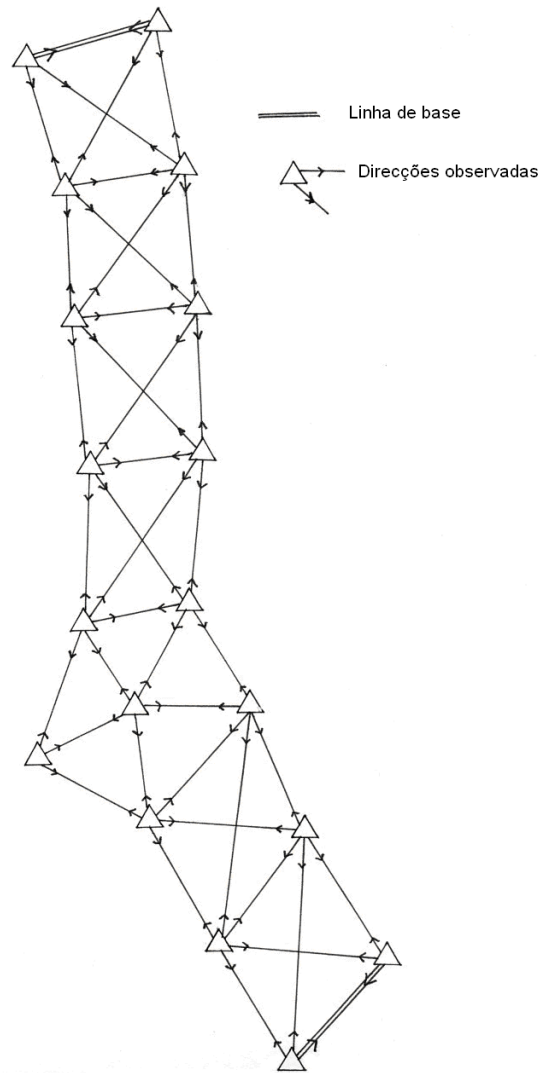


Figura 6.3

Uma rede de controlo com características como a da fig. 6.3 tinha, em geral, lados com comprimentos que variavam entre os 15 e os 25 km, com uma média de 18 km, com erros de fecho dos ângulos dos triângulos entre $\pm 1''$ a $\pm 2''$. Era denominada triangulação de primeira ordem. A densificação seguinte tinha lados mais curtos (10 a 15 km), com erros de fecho de $\pm 2''$ a $\pm 4''$, sendo designadas triangulações de segunda ordem. Havia também as triangulações de terceira e quarta ordem com lados menores e uma tolerância maior, $\pm 5''$, para a triangulações de terceira ordem, e $\pm 10''$, para triangulações de quarta ordem. A Tabela 6.3 detalha os valores típicos e alguns aspectos dessas ordens.

Tabela 6.3

CARACTERÍSTICAS DAS MEDIÇÕES DAS TRIANGULAÇÕES					
ORDEM	COMPRIMENTOS DOS LADOS (Km)	ERRO TÍPICO DAS LEITURAS DIRECTAS DO TEODOLITO (") (*)	NÚMERO TÍPICO DE REITERAÇÕES (*)	ERRO TÍPICO DA DIREÇÃO (")	ERRO DE TOLERÂNCIA DO FECHO DO TRIÂNGULO (")
1 ^a	15 a 20	0.1 a 0.2	9 a 18	0.1 a 0.5	1 a 2
2 ^a	10 a 15	1	6 a 9	1 a 2	2 a 4
3 ^a	5 a 10	1 a 10	4 a 6	2 a 3	5
4 ^a	2 a 10	10	2 a 4	5	10

(*) Ver ponto 5.3.2 no capítulo 2

Para os trabalhos de cada ordem, as coordenadas das ordens superiores eram consideradas como coordenadas fixas e, geralmente, as linhas base e as estações astronómicas eram exclusivamente para as duas ordens mais elevadas.

Em trabalhos de ordem menor, era normal seleccionar poucos pontos de ordem superior de cada vez, como é ilustrado na fig. 6.4 à esquerda. Embora em alguns casos, para controlar a densificação das redes fosse realizada uma seleção de um número maior de pontos com observações de comprimentos mais curtos (Fig. 6.4, direita), sobretudo quando as torres de triangulação já tinham sido removidas. Estas torres eram usadas para elevar a linha de visão sobre as árvores, estruturas topográficas e outros obstáculos que interferissem com as observações. É óbvio que a remoção das torres impedia a realização de visadas distantes o que conduziu a soluções deste tipo.

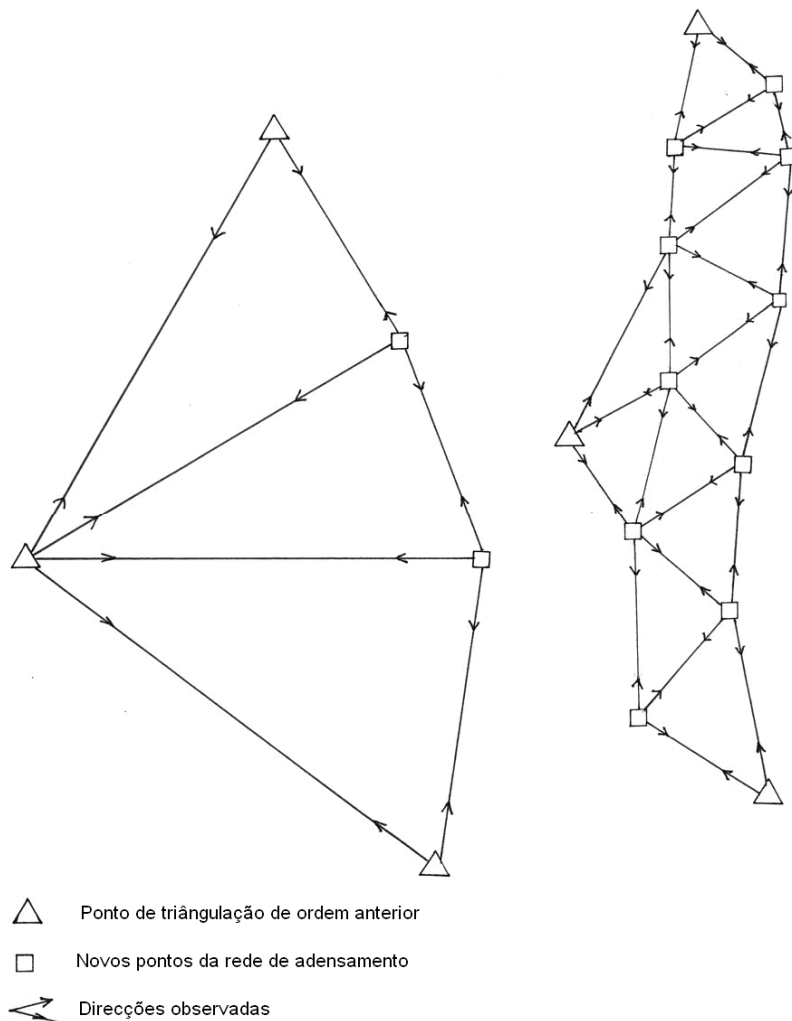


Figura 6.4

Em alguns casos, nos levantamentos hidrográficos, o termo triangulação foi utilizado para descrever a coordenação de pontos com triangulação de fachos por intersecção de visadas diretas (ver 2.2.4). Estes fachos eram largados com pára-quadras verticalmente sobre o ponto a ser coordenado e, enquanto ardiam, eram observadas direções, simultaneamente, a partir de pontos de controlo; esta metodologia foi usada em muitos pontos na costa que tinham de ser coordenados, quando não eram visíveis. Balões, tiros luminosos ou sinais altos móveis foram também utilizados com a mesma finalidade.

O termo triangulação também tem sido usado quando são medidos ângulos para pontos coordenados com um sextante, por vezes em combinação com observações a partir desses pontos. O uso exclusivo das observações a partir dos pontos a serem coordenados é tratada como uma intersecção inversa em 2.2.4.

Embora essas técnicas estejam a ficar obsoletas devido à utilização intensiva de outros métodos modernos mais eficientes, ainda são eficazes.

Um dos problemas típicos da triangulação é a dependência da propagação do erro em relação à forma da rede, pelo que o erro dos resultados (posições) não depende apenas do erro da medição, mas também da geometria da rede. Este problema, para casos especiais, é tratado no ponto 2.2.4 embora se admita generalizações mais complexas. Por exemplo, uma cadeia única de triângulos equiláteros é mais rígida do que uma cadeia com triângulos de ângulos desiguais. Além disso, uma cadeia quadrada com duas diagonais é mais rígida do que uma cadeia com retângulos ou trapézios com diagonais similares.

2.2.3. Poligonais

(Ver 3.3.1 a 3.3.4 do Capítulo 2)

Antes da década de 1950-1960, a utilização combinada de distâncias e direções era restrita a pequenas áreas, mas mais tarde, com o desenvolvimento dos equipamentos EDM e EODM, redes maiores, com lados mais longos (5, 10, 15, 20, ... km) já podiam ser estabelecidas. Como é afirmado no início do ponto 2.2.2, estas técnicas superaram a triangulação.

Por algum tempo (cerca de 1960) uma nova técnica baseada exclusivamente nas medições dos lados (trilateração) (Ver ponto 3.2.2 do Capítulo 2) foi considerada, mas foi rapidamente rejeitada, principalmente devido à falta de controlo interno. Para clarificar este conceito, um triângulo tem uma condição de fecho dos ângulos, enquanto que os três lados da mesma figura não têm forma de ser controlados. Um quadrilátero com duas diagonais e todos os seus sentidos medidos, como referido no ponto 2.2.2, tem quatro condições de fecho, enquanto a mesma figura geométrica com seus 6 lados medido por trilateração apenas tem uma verificação. Esta vantagem da triangulação é limitada, uma vez que o método exige que alguns lados sejam medidos (linha base); no entanto, a trilateração pode ser realizada sem necessidade de qualquer determinação angular.

Uma combinação de ambas as técnicas resultou numa solução adequada, que será aqui denominada por poligonal, embora, frequentemente, uma poligonal possa ser uma simples sucessão de medições de ângulos e distâncias.

Uma das mais importantes propriedades das poligonais é que a propagação de erros é independente da sua configuração. Isto significa que não é necessário uma rede complexa que envolva uma forma adequada ou que sejam erguidas torres para possibilitar certas linhas de visão. Do ponto de vista prático, com este tipo de redes, a uniformidade dos pontos de controlo com as estações do levantamento ou os requisitos das ajudas à navegação era possível.

Em geral, é aconselhável manter um equilíbrio razoável entre os erros de ambos os tipos de medições (distâncias e direções), para melhorar a independência da geometria em relação à exatidão dos resultados. Uma regra aplicável é:

$$\frac{\sigma_{DIST}}{DIST} = \frac{\sigma_{ANG}}{200000}$$

Onde σ_{DIST} é o desvio padrão da distância indicado nas mesmas unidades da $DIST$, e σ_{ANG} é o desvio padrão de uma direção medida em segundos sexagésimais. Então, para $\sigma_{ANG} = \pm 1''$ a distância requerida é de 5ppm (1/200000) e para $\pm 4''$, 25ppm (1/40000) é suficiente.

Os limites de erros requeridos na determinação dos ângulos ou das distâncias nunca devem ser confundidos com a capacidade de leitura do instrumento ou a sua resolução. As limitações do observador, as condições ambientais, a exatidão das correções, a hora em que a medição foi realizada, etc., também devem ser considerados.

Por exemplo, para a medição de uma distância inclinada com um ângulo de elevação de 20° e 5 km de comprimento, com uma diferença de erro de elevação de $\pm 0,5$ m, o erro esperado na sua projeção horizontal é de

$$0,5 \text{ M TV } 20^\circ = 0,18 \text{ m}$$

Assim, apesar da medição ter sido realizada com um equipamento EODM, cujo erro pode ser da ordem de ± 1 cm ± 2 ppm, e com um erro da distância inclinada de ± 2 cm, se for utilizado para a transportar coordenadas horizontais, o erro é de ± 18 cm.

A distância medida com um equipamento EDM deve ser corrigida em função das condições ambientais (pressão, temperatura, umidade).

A umidade é calculada de acordo com a pressão e as observações de temperatura do termómetro seco e molhado, sendo muito importante para as medições realizadas com microondas. Não devem ser realizadas medições com um EDM numa atmosfera saturada (chuva, chuveiros, neblina). Nas medições realizadas com EODM a umidade não é tão importante, embora o comprimento da onda luminosa utilizada deva ser considerado. Os raios Laser têm uma vantagem, uma vez que são basicamente monocromáticos, é geralmente suficiente obter os dados acerca da pressão e temperatura. Para longas distâncias (mais de 5 km) é recomendado que os parâmetros ambientais sejam obtidos em ambas as extremidades das distâncias a ser medidas, determinando em seguida a sua média.

Os fabricantes geralmente fornecem as instruções para fazer as correções necessárias nos seus equipamentos. Nos EODM, devem ser utilizados os prismas refletores com os quais foi realizada a calibração do sistema para evitar erros na medição das distâncias, por vezes superiores a 1 cm.

Em distâncias superiores a 5 km devem ser realizadas correções devido à curvatura da terra e dos raios. Essa correção é:

$$+ \frac{(1-k)^2}{24R^2} D^3$$

Onde **k** é o coeficiente de refração (razão entre o raio da terra e o raio de curvatura do sinal emitido). Em condições médias é de 0,25 para os microondas e 0,13 para ondas luminosas. Para o raio da terra é suficiente introduzir o seu valor médio aproximado.

$$R = 6371000\text{m}$$

A figura 6.5 ilustra o significado de **D** (a distância medida) e **S** (a distância reduzida à superfície de referência). Isto é necessário para a correção acima e para a correção da elevação dos pontos, o que é detalhado abaixo.

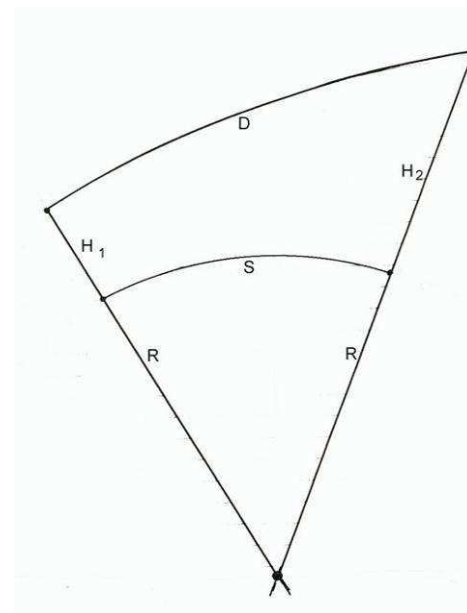


Figura 6.5

É importante notar que a correção acima para as curvaturas tem em consideração o efeito geométrico de ambos os arcos, assim como a influência física produzida como uma consequência da propagação do raio num nível ligeiramente inferior ao da média das condições ambientais em ambas as extremidades.

A correção da elevação e da inclinação do raio é mais significativa. A sua expressão geral é:

$$S = \frac{\sqrt{D^2 - (H_2 - H_1)^2}}{\sqrt{\left(1 + \frac{H_1}{R}\right)\left(1 + \frac{H_2}{R}\right)}}$$

A maneira em que essas elevações são obtidas, especialmente a sua diferença $\Delta H = (H_2 - H_1)$ afeta o erro da correção. Ao considerar apenas o numerador:

$$S \approx \sqrt{D^2 - \Delta H^2}$$

Pode-se deduzir a influência:

$$dS \approx \frac{\Delta h}{\sqrt{D^2 - \Delta H^2}} d\Delta h = id\Delta h$$

Mencionada anteriormente. Portanto, o erro da diferença de elevação deve ser multiplicado pelo declive, $i = \tan \alpha$, a fim de se obter o efeito produzido sobre o erro da distância corrigida.

Nos levantamentos topográficos é usual fazer cálculos em coordenadas planas; para este efeito, é necessário ter aplicado previamente as correções ao plano da projeção. A forma como este tipo de correções podem ser calculadas é detalhada no ponto 2.2.5.

A forma mais vulgar e correta de calcular uma rede poligonal no plano de representação consiste no cálculo prévio das coordenadas para cada novo ponto começando com os valores dos pontos de coordenadas conhecidas e as observações não corrigidas. É necessário determinar as médias de alguns resultados obtidos a partir de diferentes pontos começando com as observações

redundantes adicionais. Quando as coordenadas provisórias forem aceites, as correções acima descritas devem ser aplicadas e, em seguida, devem ser determinadas as equações de observação e as incógnitas, que são as correções às coordenadas, para realizar um ajustamento por mínimos quadrados.

Se alguma observação ultrapassar os níveis de tolerância (erro máximo admissível) os registos originais devem ser verificados. Se não for encontrada uma causa aparente para a fonte do erro, deve ser considerada uma nova medição. Se houver uma redundância suficiente, pode ser removida a observação errada e realizado um novo ajustamento.

Em alguns circuitos de poligonização básicos pode ser realizado um ajustamento aproximado através da distribuição do erro de fecho angular em primeiro lugar e depois o erro de fecho das coordenadas proporcionalmente ao comprimento de cada lado ou, pode ser utilizado, outro critério lógico.

Os erros de fecho angulares nas poligonais devem ser inferiores a:

$$\pm (5'' + 2'' \sqrt{n})$$

onde n é o número de estações angulares do circuito. Em poligonais secundárias, destinadas a aumentar a densidade dos pontos de controlo, o erro pode ser incrementado:

$$\pm (10'' + 10'' \sqrt{n})$$

Quando o objetivo se limita a determinar as coordenadas dos detalhes costeiros, podem ser admitidas tolerâncias maiores.

Os erros de fecho das coordenadas não devem ser superiores aos valores indicados na Tabela 6.1, dependendo do uso da rede, notando que as coordenadas ajustadas para os pontos intermédios terão erros da ordem de metade do erro de fecho. No entanto, para as redes de controlo, o erro de fecho não deve ser superior a $\pm(0,2 \text{ m} + 10 \text{ ppm})$ para o controlo primário horizontal e $\pm(0,5 \text{ m} + 100 \text{ ppm})$ para as estações secundárias para satisfazer os requisitos previstos no ponto 2.1.2.

Quando os erros são maiores do que a tolerância da poligonal, há métodos disponíveis para ajudar a localizar a origem do erro. Por exemplo, quando um erro de fecho angular é detectado a direção em relação à grade cartográfica do lado suspeito é calculado a partir de todos os componentes do erro de fecho das coordenadas. No entanto, se houver um grande erro angular, os ângulos não devem ser ajustados no cálculo da poligonal em ambas as direções, assim apenas no ponto afetado os valores das coordenadas ficarão desfasados.

Quando uma rede é rigorosamente ajustada por mínimos quadrados a partir de coordenadas provisórias, o processo permite, a partir da matriz das variâncias-covariâncias, o cálculo dos erros das coordenadas ajustadas. Um cálculo semelhante numa poligonal pode não ser tão claro uma vez que os erros de fecho são mais gerais. Nesses casos, aos pontos do meio pode ser permitido ter um erro da ordem de metade do erro de fecho, diminuindo em cada extremidade.

Os cálculos da poligonal no plano são muito simples. O azimute na grade inicial é obtido a partir de incrementos em ΔE e ΔN . Dois pontos de controlo cujas coordenadas são conhecidas são representados como **P** e **Q** na Fig. 6.6. Então:

$$\text{tg}B_{PQ} = \frac{E_Q - E_P}{N_Q - N_P} = \frac{\Delta E_{PQ}}{\Delta N_{PQ}}$$

onde os sinais (+/-) de ΔE_{PQ} e ΔN_{PQ} também definem o quadrante.

Se o azimute verdadeiro referido ao norte verdadeiro, for usado como referência para a orientação em vez do norte da grade cartográfica, a declinação da grade γ (com a definição apresentada no Anexo A) deve ser tida em consideração. Daqui para a frente apenas será considerada a orientação do plano (azimute da grade cartográfica). Além disso, se for usada uma Projeção Transversa de Mercator, é assumido que as correções às observações (distâncias e direções), para o plano da representação são realizadas de acordo com especificações do ponto 2.2.5.

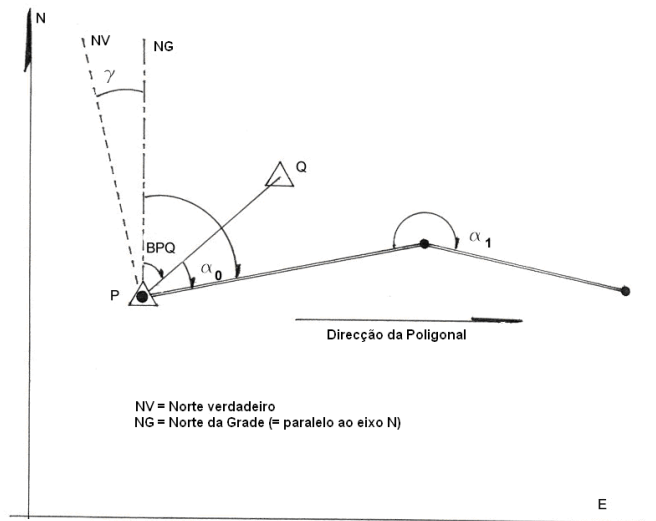


Figura 6.6

Voltando aos cálculos da poligonal, o azimute da grade do primeiro troço é obtido por simples adição do primeiro ângulo:

$$B_{P1} = B_{PQ} + \alpha_0$$

$$B_{12} = B_{P1} + \alpha_1 \pm 180^\circ$$

E utilizando a forma geral seguinte da transferência de azimutes:

O sinal + é usado no caso da adição anterior ($B_{P1} + \alpha_1$) ser inferior a 180° e o sinal - quando é superior. Este último é o caso mais comum.

Os incrementos nas coordenadas são obtidos com as expressões para converter as coordenadas polares em coordenadas planas:

$$\Delta N = S \cos B$$

$$\Delta E = S \sin B$$

Deve ser recordado que, nos casos das poligonais simples, antes de fazer as conversões, é normal ajustar os ângulos, distribuindo o erro de fecho se este estiver abaixo do limite da tolerância. Nas poligonais mais complexas, os cálculos da rede podem ser complementados com os algoritmos relacionados com as visadas diretas ou as intersecções inversas de acordo com o descrito nos pontos 2.2.4 e 2.2.5. Os requisitos dos ajustamentos acima mencionados devem também ser considerados.

No que diz respeito aos ajustamentos, os métodos respectivos não serão mais desenvolvidos, uma vez que se espera que esses processos venham a ser desenvolvidos no NHO onde está disponível o software adequado. Deve ser lembrado, no entanto, que apenas podem ser alcançados bons resultados se os dados forem verificados no campo para garantir que os erros de fecho ou o cálculo das coordenadas dos pontos realizadas por métodos diferentes mostrem uma consistência aceitável com as especificações anteriormente mencionadas.

Uma poligonal simples é considerada completamente fechada, se for iniciada num par de pontos de controlo, e terminar noutra par. Há então três possíveis erros de fecho disponíveis: um erro de fecho angular e um erro de fecho para cada componente das coordenadas horizontais. Este caso, ilustrado no topo da Fig. 6.7, permite um ajustamento angular inicial e uma distribuição posterior das diferenças de coordenadas. Existe um caso especial de uma poligonal simples fechada que realiza um circuito, começando e terminando no mesmo ponto. Embora possa ser adequadamente verificada, como é especificado anteriormente, tal não é aconselhável pelas razões expostas no ponto 2.1.5.

Uma poligonal simples é denominada meio fechada quando não foi medida uma direção para um outro ponto de controlo a partir do ponto final, o que significa que não foi determinado o erro de fecho angular e que não é assim possível o seu ajustamento. No entanto, se os erros de fecho das coordenadas forem aceitáveis pode ser realizada uma distribuição semelhante à do caso anterior, como é ilustrado no segundo caso da figura. 6.7.

Uma poligonal simples é considerada precariamente fechada quando, embora comece e termine em pontos de controlo, não há uma direção medida no fim com uma orientação. A única verificação possível consiste na confirmação que a distância medida entre os pontos de controlo P e R determinada a partir da poligonal é bastante coerente com a distância calculada a partir de suas coordenadas conhecidas; este exemplo está ilustrado no terceiro caso da fig. 6.7. A forma mais simples de calcular a distância é atribuindo-lhe uma orientação arbitrária ou aproximada para o cálculo inicial e depois rodar a orientação e ajustar o comprimento de acordo com as diferenças ao ponto final.

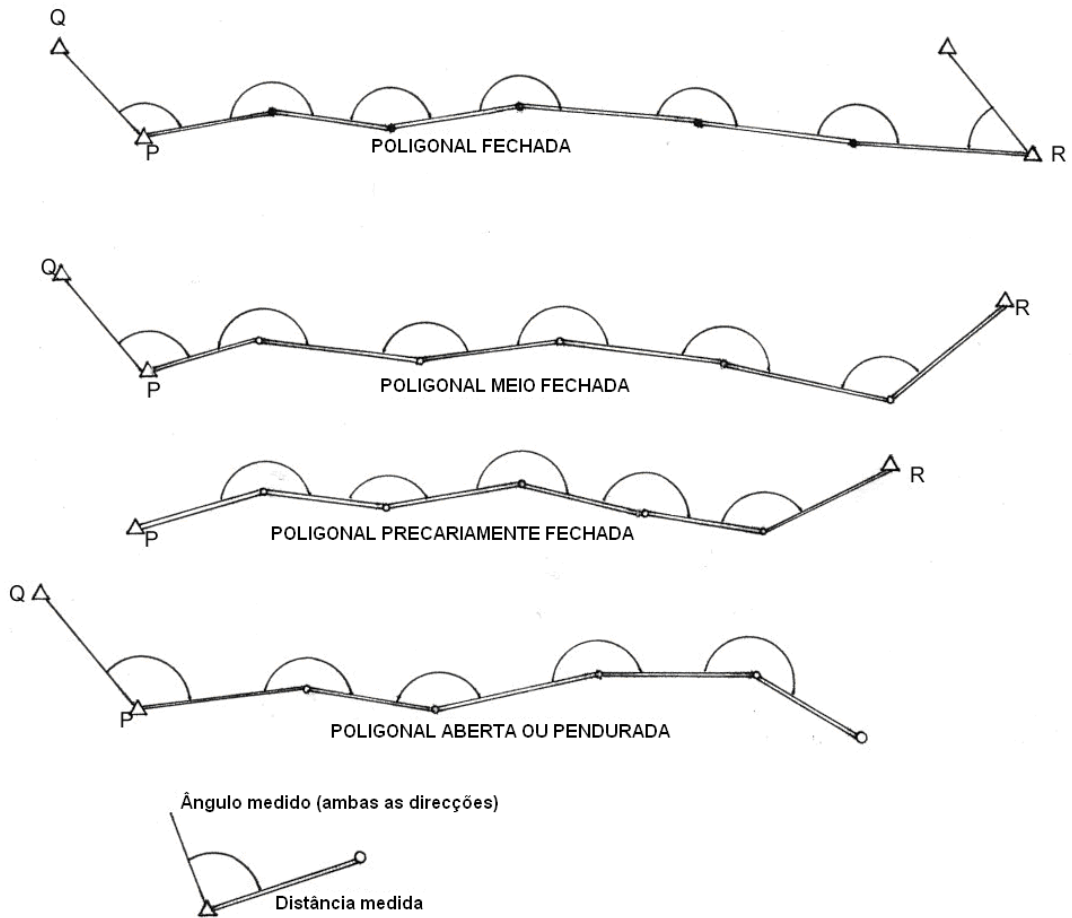


Figura 6.7

Uma poligonal simples é considerada aberta, não fechada, ou pendurada se começar em pontos de coordenadas conhecidas, mas terminar num ponto de coordenadas desconhecidas, não podendo por isso ser realizada nenhuma verificação do seu fecho ou ajustamento. Esta configuração não é recomendada. Quando é a única opção deve ser tido um cuidado extremo e a natureza temporária dos resultados subsequentes deverá ser claramente indicada.

As poligonais estão estreitamente associadas com as operações de nivelamento trigonométrico. Estas consistem numa série de medições realizadas para determinar as diferenças de cotas por ângulos verticais (Ver ponto 4.2 do capítulo 2).

A maneira mais precisa de obter uma diferença de cotas trigonometricamente consiste em medir a distância direta entre os pontos e os ângulos zenitais reciprocamente e simultaneamente de ambas as estações:

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + D \sin\left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2}\right)$$

onde (ver fig. 6.8):

i_1 = altura do teodolito acima da marca no ponto 1;

s_1 = altura do alvo acima da marca no ponto 1;

i_2, s_2 = alturas do teodolito e do alvo acima da marca no ponto 2;

D = distância inclinada (ver fig. 6.5);

ΔH_{12} = diferença de cotas entre os pontos 1 e 2.

Os ângulos da elevação (α) são positivos quando estão acima do horizonte e são negativos quando estão abaixo do horizonte. Na fig. 6.8 o ângulo α_1 é positivo e o α_2 é negativo. É necessário que ambos sejam medidos em simultâneo para um ajustamento correto do raio de curvatura da refração, que varia ao longo do dia.

As diferenças de elevação trigonométrica obtidas sob estas condições podem ter um erro de

$$\pm 0,01 \text{ m} \cdot \mathbf{K}$$

onde \mathbf{K} é a distância expressa em quilómetros, o que equivale a dizer que é um erro de 1 cm/km.

Se a distância inclinada (\mathbf{D}) não foi medida e a distância no terreno reduzida para o nível de referência, normalmente o nível médio do mar, estiver disponível, que é o caso da triangulação ou da intersecção (ver Fig. 5), a fórmula a ser aplicada é a seguinte:

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} \right)$$

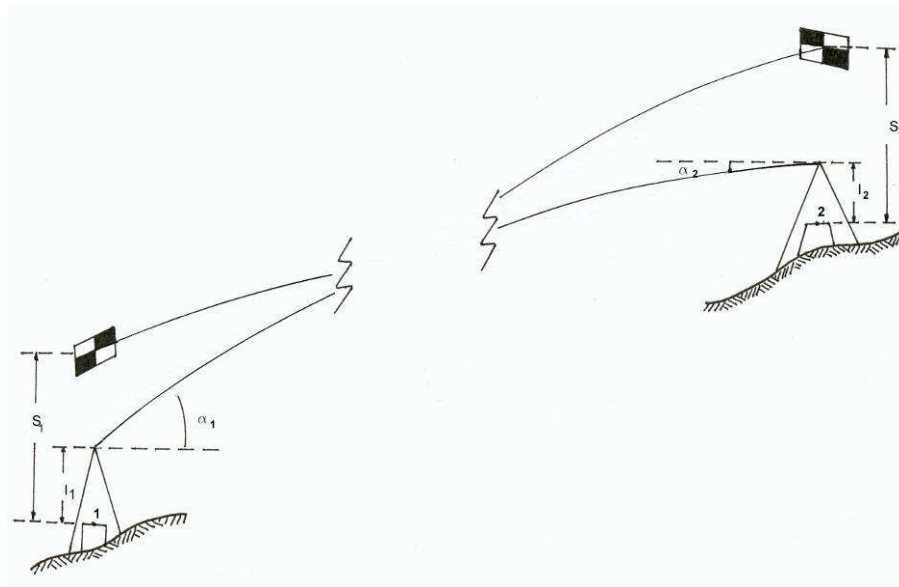


Figura 6.8

Se o ângulo de elevação for conhecido apenas no ponto 1, as fórmulas a serem aplicadas são:

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + D \operatorname{sen} \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} D^2$$

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} S^2$$

Nas últimas três fórmulas, R é o raio médio terrestre, em princípio 6371 km, mas pode ser utilizado um valor mais correto em relativo à latitude e ao azimute da para o esferóide adotado. O mesmo é válido para a fórmula acima para transferir D para S (Ver Fig.6.5)

$$S = \sqrt{\frac{D^2 - \Delta H^2}{\left(1 + \frac{H_1}{R}\right)\left(1 + \frac{H_2}{R}\right)}}$$

$$Hm = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

Hm é a cota média

Se apenas H_1 está disponível, pode ser calculado fazendo:

$$Hm = H_1 + \frac{\Delta H_{12}}{2}$$

Onde ΔH_{12} é obtida por um processo iterativo, o que melhora o valor de H_2 .

O coeficiente k tem o significado acima indicado, e pode-se considerar que tem um valor de:

$$k = 0,13 \pm 0,05$$

então o erro de um diferença de cota trigonométrica não-recíproca (simples) pode ser:

$$\pm (0,01 \text{ m K} + 0,004 \text{ m K}^2)$$

A utilização de métodos de nivelamento trigonométrico é ideal tanto para reduzir os lados de determinação das diferenças de cotas e elevações e para outros requisitos altimétricos para superar possíveis exatidões.

2.2.4. Intersecção Direta e Intersecção Inversa

A forma mais geral de intersecção (visadas diretas) consiste na observação de direções a partir de dois pontos coordenados para um ponto cujas coordenadas se pretende determinar. Direções em orientação significam que as direções são medidas a partir das estações para outros pontos de coordenadas conhecidas, tornando então possível obter os azimutes cartográficos das duas direções. Em alguns casos muito especiais estas orientações são astronómicas ou giroscópicas; em tais casos, é necessário converter o azimute verdadeiro no azimute cartográfico aplicando a declinação da grade mostrada como γ na Fig. 6.6.

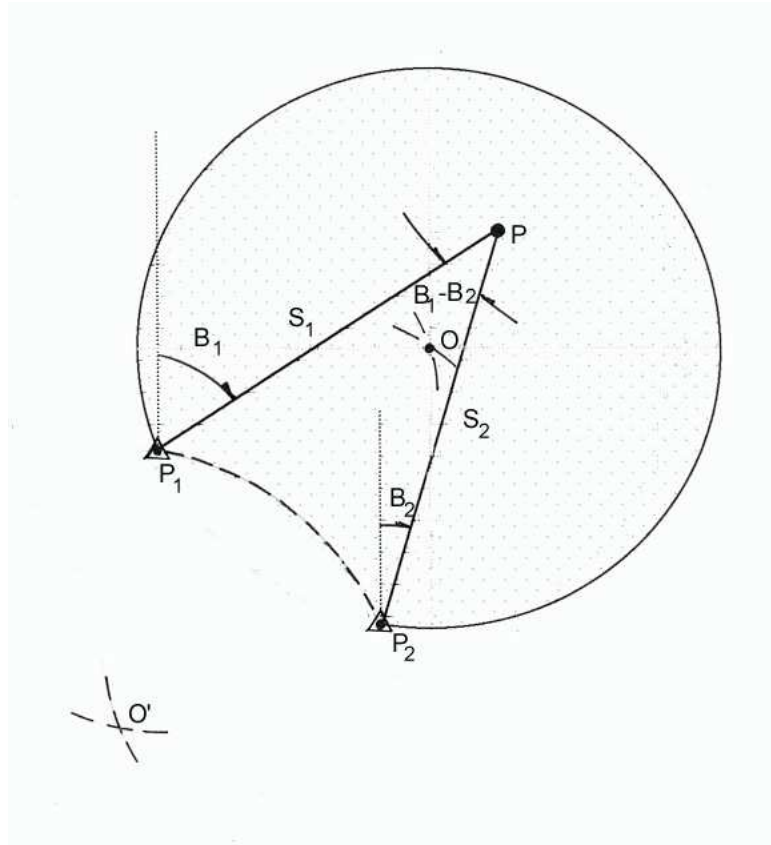


Figura 6.9

A Fig. 6.9 ilustra um exemplo típico de uma intersecção direta. Deve ficar claro que, em alguns casos, especialmente em distâncias curtas, as direções recíprocas entre pontos de coordenadas conhecidas ($P_1 - P_2$; $P_2 - P_1$) são utilizadas para origem das orientações no plano (B_1 , B_2) para o ponto cujas coordenadas se pretende determinar (P).

Além dos erros dos azimutes cartográficos decorrentes principalmente dos erros angulares, as distâncias ($P_1 - P$; $P_2 - P$) e os ângulos entre essas direções, que é igual à diferença ($B_1 - B_2$), contribuem para os erros na determinação das coordenadas de P . A regra mais simples define que os ângulos de cruzamento devem estar compreendidos entre 30° e 150° . A área onde esta condição é satisfeita encontra-se a sombreado na fig. 6.9 e corresponde aos limites de dois círculos centrados em O e O' que são obtidos como os vértices de dois triângulos equiláteros com um lado comum P_1P_2 .

Fora desta área, os erros aumentam significativamente até atingirem a indeterminação quando $B_1 - B_2$ for igual a 0° ou a 180° .

Outro caso de intersecção é mostrado quando são medidas distâncias a partir de P_1 e P_2 para o ponto que se pretende coordenar (P). Estas distâncias (S_1 ; S_2) definem duas soluções simétricas em relação ao eixo $P_1 - P_2$. Para resolver esta ambiguidade, deve ter-se informação adicional sobre se o ponto P fica do lado esquerdo de P_1 para P_2 (este é o caso na figura), ou no lado direito (um caso simétrico). Uma solução alternativa é anotar, quando visto a partir de P , qual é o ponto coordenado que fica à direita ou à esquerda (no caso da figura 6.9, P_1 , está à direita e P_2 à esquerda).

São apresentados no ponto 2.2.5 os algoritmos para fazer as correções para o plano e obter as coordenadas de P , levando em conta a casos descritos.

Em casos de intersecção, direções (linhas retas) ou distâncias (arcos), as melhores soluções são obtidas quando o ângulo de cruzamento ($B_1 - B_2$) tende para 90° . Nestes casos, a elipse de erro tende a ser um círculo. Estritamente falando, tendo em conta que os erros cometidos na medição das direções e das distâncias aumentam a sua influência com o aumento da distância e que, por isso, as soluções ideais diferem ligeiramente da regra dos 90° , o seu uso, no entanto, é uma boa forma de rapidamente examinar a adequação da solução.

A situação mais comum das intersecções inversas ocorre quando três pontos de coordenadas conhecidas são observados a partir do ponto que se pretende coordenar, como é ilustrado na Fig. 6.10. Este caso é normalmente conhecido como a intersecção inversa de Pothot-Snellius.

Neste caso, a indeterminação ocorre quando a circunferência de um círculo passa nos três pontos de coordenadas conhecidas. Os mesmos ângulos (α , β) para os pontos coordenados podem ser medidos em qualquer ponto localizado sobre essa linha. É relativamente fácil evitar esta situação, através da implantação numa carta dos pontos coordenados e verificando se eles ficam sobre um círculo centrado no ponto de coordenadas desconhecidas. Outro método consiste em verificar a adição:

$$\alpha + \beta + \omega$$

Se for próximo de 180° tal situação deve ser evitada.

O algoritmo para resolver este caso, incluindo as correções para efetuar o cálculo no plano da projeção, é mostrado no ponto 2.2.5.

As intersecções inversas foram usadas muito frequentemente pelos hidrógrafos, tanto nos levantamentos topográficos com os teodolitos como nos levantamentos hidrográficos com os sextantes. A sua principal vantagem consistia na necessidade de apenas colocar sinais nos pontos de controlo, ficando o hidrógrafo, em seguida, livre para realizar as suas tarefas sem necessitar de assistência de terra.

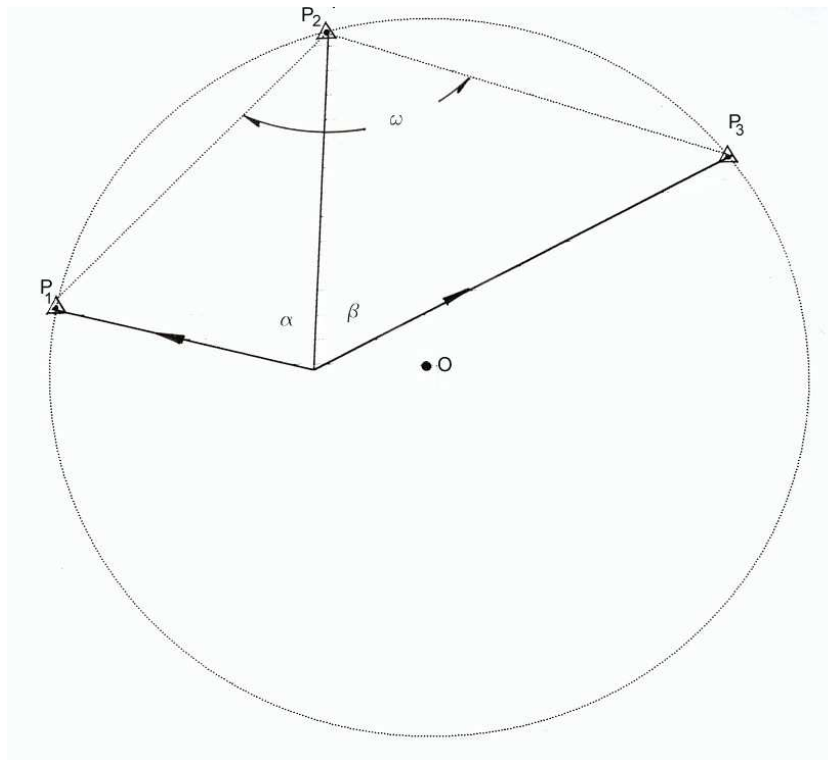


Figura 6.10

É possível conjugar múltiplas intersecções inversas como é apresentado, de uma forma geral, na Fig.6.11.

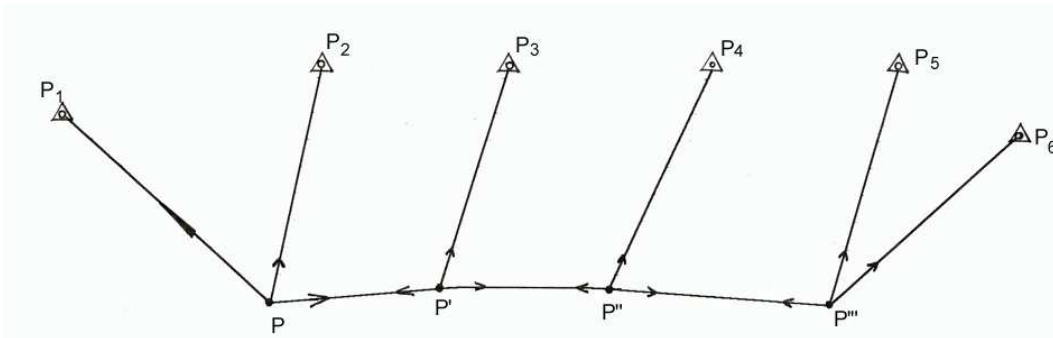


Figura 6.11

Isto é, a partir dos pontos que se pretendem coordenar P, P', P'', P''',... são determinadas direções para os pontos de coordenadas conhecidas P₁, P₂ ... P₆. Nestes casos, deve ser notado que, no primeiro e último ponto, são visados dois pontos de coordenadas conhecidas; nos pontos intermédios, além das direções recíprocas, uma visada para um desses pontos de coordenadas conhecidas é suficientemente.

Quando há apenas 2 pontos para coordenar e 4 pontos de coordenadas conhecidas são visados, a solução é conhecida como a solução de *Marek*. Se apenas forem visados dois pontos de controle para determinar as coordenadas de dois pontos, a solução é chamada solução de *Hansen*. Estes casos particularidades são ilustrados na Fig. 6.12.

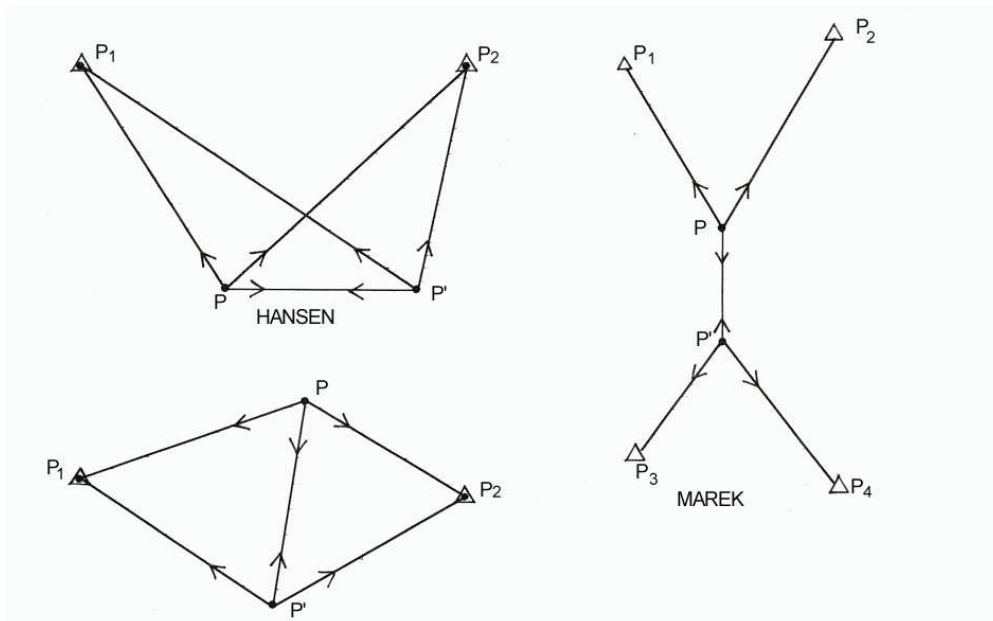


Figura 6.12

Embora estes múltiplos casos de visadas inversas possam ser utilizados sempre que necessário, tal não é recomendado devido às suas limitadas possibilidades de controle. Uma solução simples que se pode aplicar consiste na incorporação de visadas adicionais de forma a proporcionar redundância e a oportunidade de permitir a sua verificação.

Deverão assim ser observadas mais do que três direções para pontos de coordenadas conhecidas a partir de cada ponto que se pretenda coordenar, ou fazer com que os pontos a coordenar sejam

interligados por visadas recíprocas, como é ilustrado na Fig. 6.13; apesar das coordenadas de cada ponto serem determinadas pelas direções para três pontos de coordenadas conhecidas, podem ser incluídas visadas recíprocas entre os pontos a coordenar nos cálculos dos pontos adjacentes.

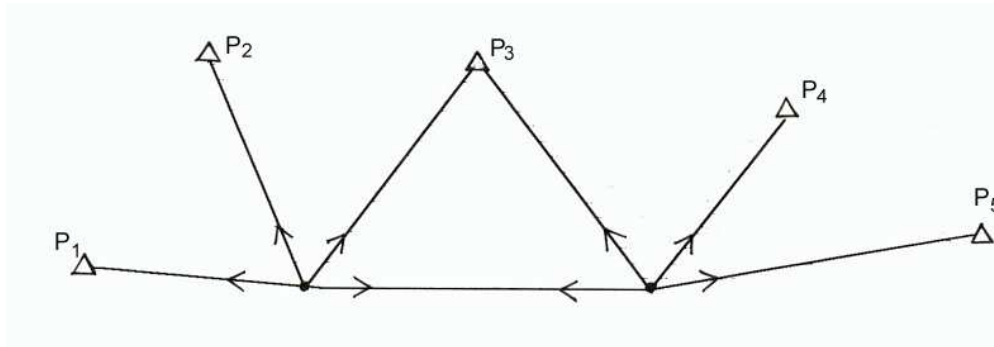


Figura 6.13

As configurações que estejam inicialmente próximas de situações de indeterminação podem ser melhoradas desta forma.

Soluções deste género requerem um determinado tipo de ajustamento, quer seja rigoroso, pelo método dos mínimos quadrados, ou pelas médias iterativas de várias soluções positivas, tentando dar mais força aos casos mais afastados da situação de indeterminação.

2.2.5. Algoritmos Usuais

a) Correções à projeção no plano (ver Anexo A)

Um dos processos a ser realizado para que os cálculos com figuras retilíneas no plano sejam corretos está relacionado com as correções que devem ser aplicadas às observações efetuadas (distâncias e direções). Nesta secção, iremos lidar com a projeção de Gauss Krüger, também conhecida como a Transversa de Mercator, e que é muitas vezes utilizada para cálculos topográficos.

O ANEXO A lida com a natureza desta projeção para os casos do "cilindro tangente", que são aqueles em que a deformação da distância começa a partir do meridiano central:

$$m = \frac{ds'}{ds} = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots$$

onde x é a coordenada Este referida ao meridiano central:

$$x = E - X_0$$

quando for usado um valor de falsa origem Este igual a X_0 .

Se este coeficiente é aplicado entre dois pontos 1 e 2 (não infinitamente próximos) é obtida a relação:

$$\frac{S'}{S} = 1 + \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{6R^2}$$

Convém notar que, se um ponto ficar num dos lados do meridiano central e o outro ponto no outro lado, o produto $x_1 \cdot x_2$ será negativo.

Para além disso R (o raio médio terrestre) deve ser calculado para a latitude média da área de trabalho e o sistema de representação inclui um coeficiente (K), para contrair as distâncias ao longo do meridiano central, como no caso da representação UTM (onde $K = 0,9996$, ver ANEXO A). O coeficiente para reduzir as distâncias (para obter o valor no plano, multiplicando-o pelo valor geodésico sobre o esferóide) deve ser afetado pelo mesmo valor.

ou

$$\frac{S'}{S} = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right)$$

$$S' = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right) S$$

As direções medidas também exigem a aplicação de uma correção. Esta necessidade surge a partir do fato das linhas geodésicas (sobre o esferóide) ao serem transferidas para o plano, serem representadas por uma ligeira concavidade orientada na direção do meridiano central.

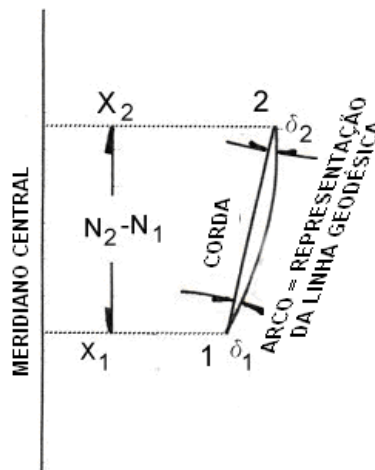


Figura 6.14

A Fig. 6.14 mostra essa curvatura e as correções que devem ser aplicadas a partir da passagem do arco, correspondente à linha geodésica, para a corda, correspondente ao lado de uma figura retilínea sobre o plano. Ao aceitar o sinal da correção para passar do arco para a corda, pode-se ver que:

$$(\delta_2 - \delta_1) = \frac{\rho''}{2R^2} (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$$

uma vez que o valor absoluto a adicionar a essas correções deve ser equivalente ao excesso do quadrilátero esférico cuja superfície é $1/2 (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$ e que ρ'' é a constante típica para passar de radianos para segundos sexagésimais ($\rho'' = 206265''$).

Como o arco de curvatura aumenta com os valores de x , naturalmente, o x do ponto de coordenadas conhecidas tem mais peso do que o do ponto observado. Então:

$$\delta_1 = \frac{\rho''}{6R^2} (2x_1 + x_2)(N_1 - N_2)$$

$$\delta_2 = \frac{\rho''}{6R^2} (2x_2 + x_1)(N_2 - N_1)$$

e a diferença entre estes parâmetros conduz à primeira expressão ($\delta_2 - \delta_1$).

De uma forma geral, se há a necessidade de reduzir uma série de direções para os pontos P_i medidos a partir de um ponto P_0 , as correções (juntamente com o seu sinal) são:

$$\delta_i = \frac{\rho''}{6R^2} (2x_0 + x_i)(N_0 - N_i)$$

Deve reparar-se que, para oeste do meridiano central, os valores de x são negativos, portanto o sinal da correção que gera uma mudança na concavidade é automaticamente alterado. Assumindo que a direção entre o ponto de coordenadas conhecidas e o ponto observado é realizada em diferentes lados do meridiano, a mudança no sinal de x irá diminuir o valor de δ . O que é lógico uma vez que a linha geodésica terá uma inversão da curvatura, a fim de manter a concavidade acima mencionada.

Para os cálculos das correções para ambas as distâncias e direções, é normal que se faça um cálculo preliminar das coordenadas do ponto e que se ignorem quaisquer deformações. As correções são estimadas utilizando estas coordenadas provisórias e, em seguida, o cálculo final é realizado. Nalguns casos as coordenadas provisórias são utilizadas para o ajustamento, porém isso não será aqui aprofundado.

b) Intersecção de Direções (Visadas diretas)

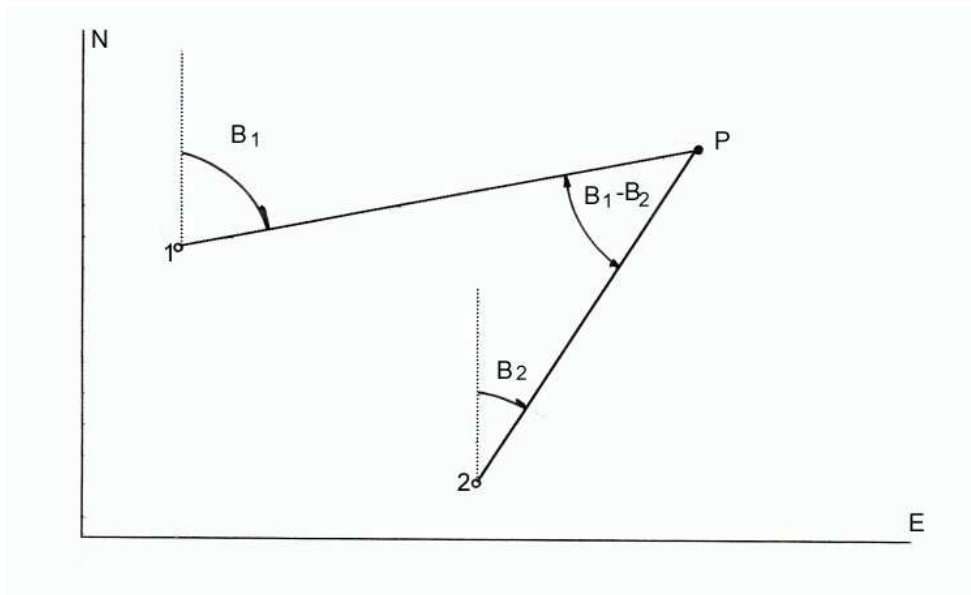


Figura 6.15

A Figura 6.15 mostra uma intersecção de duas direções, de que os azimutes cartográficos respectivos B_1 e B_2 são conhecidos. Podendo ter sido obtidos a partir das visadas de 1 para 2 e de 2 para 1.

Existem várias soluções e software para resolver este tipo de problema. Uma delas é:

$$N = N_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\text{sen}B_2 - (E_1 - E_2)\text{cos}B_2]}{\text{sen}(B_1 - B_2)} \text{cos}B_1$$

$$E = E_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\text{sen}B_2 - (E_1 - E_2)\text{cos}B_2]}{\text{sen}(B_1 - B_2)} \text{sen}B_1$$

c) Intersecção de Distancias

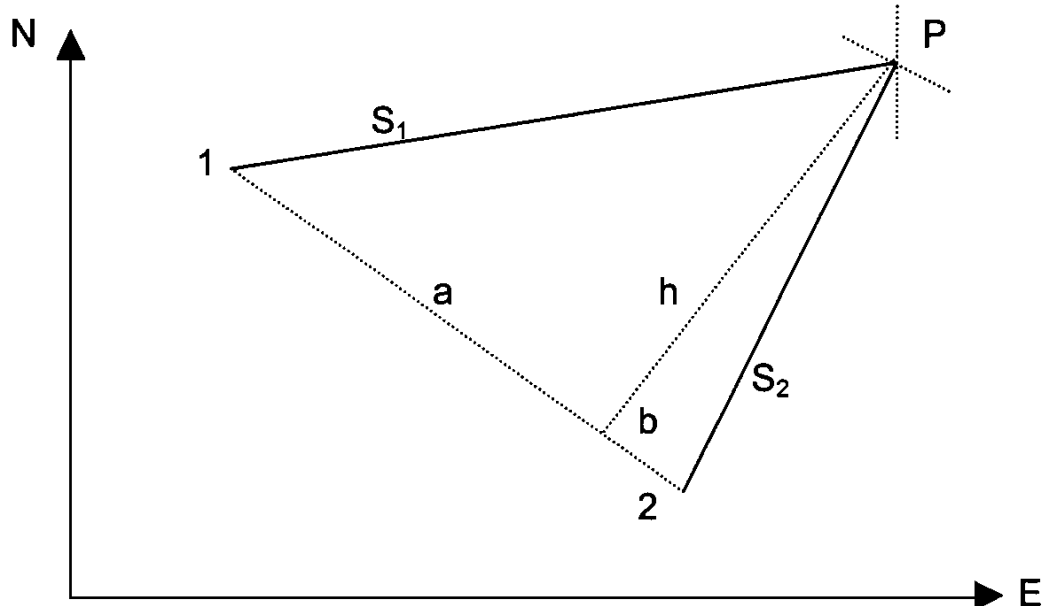


Figura 6.16

Este caso é ilustrado na Fig. 6.16, tendo duas soluções matemáticas é, portanto, necessário clarificar se o ponto P está à esquerda (este é o caso da figura), ou à direita de linha 1-2.

Uma das soluções é obtida através da aplicação dos cálculos seguintes:

$$S_{12} = +\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + (E_2 - E_1)^2}$$

$$\text{sen}B_{12} = \frac{E_2 - E_1}{S_{12}}$$

$$\text{cos}B_{12} = \frac{N_2 - N_1}{S_{12}}$$

$$a = \frac{1}{2} \left(S_{12} - \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$b = \frac{1}{2} \left(S_{12} + \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$h = +\sqrt{S_1^2 - a^2} = \sqrt{S_1^2 - b^2}$$

$$N = N_1 + a \text{cos}B_{12} \mp h \text{sen}B_{12}$$

$$E = E_1 + a \text{sen}B_{12} \pm h \text{cos}B_{12}$$

O sinal de baixo é usado para o caso em que P está à esquerda de 1-2 e o sinal de cima quando P está à direita.

d) Intersecções Inversas

Conforme se afirma no ponto 2.2.4 acima, uma intersecção inversa ocorre quando são medidas direções ou ângulos a partir de um ponto, cujo cálculo das suas coordenadas é requerido, para três pontos de coordenadas. Esta situação, assim como a nomenclatura a ser aplicada no algoritmo, é ilustrada na fig. 6.17.

Antes de prosseguir, convém referir que há muitas soluções gráficas, numéricas e mecânicas para obter as coordenadas do ponto em que se estacionou.

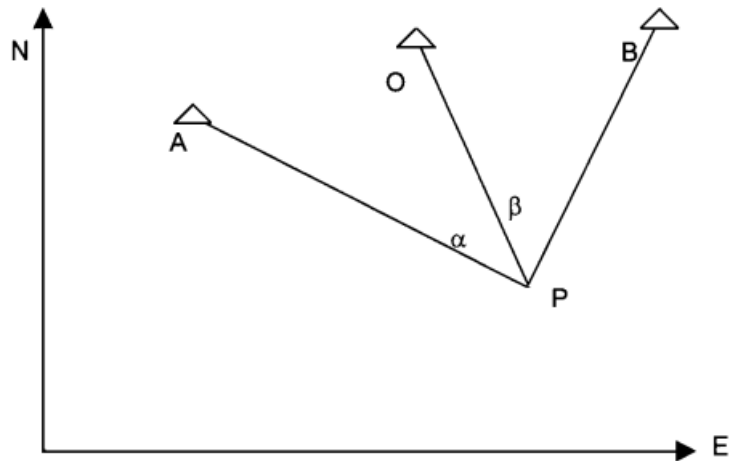


Figura 6.17

Com essas soluções numéricas, é essencial que esteja disponível um método para detectar casos próximo da indeterminação, como é indicado na Fig.6.10.

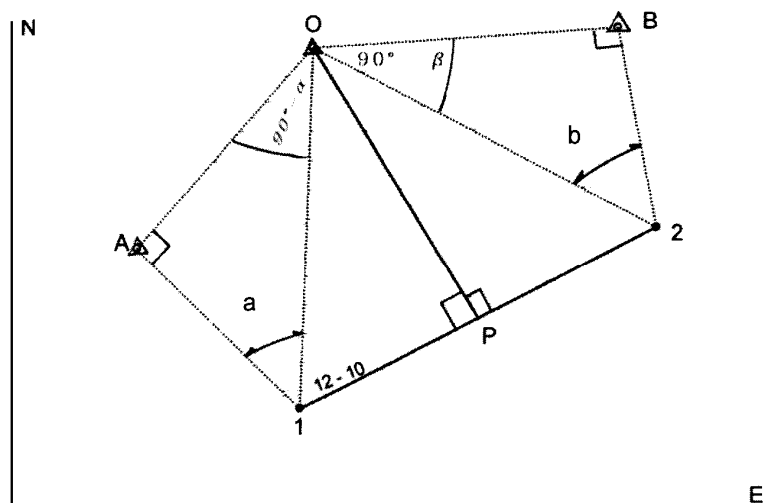


Figura 6.18

A utilização de dois pontos auxiliares 1 e 2 constitui a base para o algoritmo, proposto a seguir, sendo ilustrada na fig. 6.18.

As coordenadas destes pontos podem ser obtidas de uma forma simples a partir das fórmulas seguintes:

$$\begin{aligned} N_1 &= N_A - (E_0 - E_A) \cot g \alpha \\ E_1 &= E_A + (N_0 - N_A) \cot g \alpha \\ N_2 &= N_B - (E_B - E_0) \cot g \beta \\ E_2 &= E_B + (N_B - N_0) \cot g \beta \end{aligned}$$

Quando os pontos 1 e 2 são muito próximas um do outro (por exemplo, menos de um décimo da distância OA ou OB) pode-se presumir que a rede está próxima de uma situação de indeterminação.

O cálculo das coordenadas N e E do ponto P pode ser obtido por:

$$\begin{aligned} N &= N_1 + \overline{10} \cdot \cos \overline{12} \cdot \cos \overline{10} \\ E &= E_1 + \overline{10} \cdot \cos \overline{12} \cdot \sin \overline{10} \end{aligned}$$

Onde:

$$\overline{10} = \text{à distância entre 1 e 0} = \sqrt{(N_0 - N_1)^2 + (E_0 - E_1)^2}$$

$$\overline{12} = \text{azimute cartográfico de 1 para 2} \left[\operatorname{tg} \overline{12} = (E_2 - E_1) / (N_2 - N_1) \right]$$

$$\overline{10} = \text{azimute cartográfico de 1 para 0} \left[\operatorname{tg} \overline{10} = (E_0 - E_1) / (N_0 - N_1) \right]$$

Quando se calcula a orientação $(\overline{12}, \overline{10})$ é necessário discriminar os quadrantes com os sinais de ΔE e ΔN . Para esse propósito podem ser usadas as subrotinas usuais para passar das coordenadas planimétricas para as coordenadas polares.

Outra forma de resolver a última parte dos cálculos consiste em obter as coordenadas de P através da perpendicular ao segmento 12 que passa por O recorrendo às subrotinas disponíveis nos programas de Desenho Assistido por Computador (CAD).

Podem ser estabelecidos alguns cálculos de verificação, no entanto, o método mais completo consiste no cálculo dos azimutes cartográficos a partir do ponto P para os pontos coordenados (A, O, B) e de seguida verificar se:

$$\alpha = \overline{PO} - \overline{PA}$$

$$\beta = \overline{PB} - \overline{PO}$$

2.2.6. O Nivelamento e os seus Erros

O nivelamento trigonométrico e os possíveis erros foram discutidos no ponto 2.2.3 (poligonais). Deve notar-se que, no caso das intersecções pode ser efetuada uma operação semelhante com os algoritmos e com os cálculos resultantes. Também é possível a sua aplicação nos levantamentos utilizando coordenadas polares ou taquimetria com EODM, caso em que é particularmente útil ter uma estação total que guarde os valores das distâncias e direções (horizontais e verticais) para os pontos observados. No processamento dos dados adquiridos, quando são usadas distâncias

superiores a 100 m é importante verificar se a aplicação do software inclui correções para a refração e para a curvatura da terra.

O nivelamento geométrico (com mira ou níveis de auto-nivelamento) é geralmente mais preciso. No caso do nivelamento geodésico, que exige a utilização de níveis de maior sensibilidade, estádias graduadas em invar (uma liga de níquel e aço, com um coeficiente de expansão abaixo de $1 \times 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$) e outras medidas de precaução, a propagação dos erros pode ser inferior a:

$$1 \text{ mm} \sqrt{K}$$

onde K é a distância dos vários troços expressa em km.

Se forem usados níveis topográficos comuns com miras de madeira ou de plástico graduadas em centímetros com juntas ou acoplamentos e se mantiver a distância entre o nível e as miras inferior a 100 m, com estações equidistantes (dentro de 3 m), pode obter-se uma exatidão da ordem de:

$$7 \text{ mm} \sqrt{K}$$

para os quais se presume que cada secção entre marcas de nivelamento é medida em ambas as direções, com uma tolerância da ordem de:

$$\pm 3 \text{ mm} \sqrt{K} \text{ (geodésico) e } \pm 10 \text{ mm} \sqrt{k} \text{ (topográfico)}$$

para ambos os casos, sem uma tendência para qualquer solução intermédia ou até menos exata que possa ser adotada.

Nos levantamentos hidrográficos é requerida a máxima exatidão para nivelar as estações maregráficas permanentes. Depois, nos requisitos de exatidão vêm as estações temporárias, que são geralmente estabelecidas durante o levantamento, e o cálculo dos níveis para as instalações portuárias e as normas para obras de engenharia associadas com o comportamento da água.

Num levantamento hidrográfico extenso (mais de 50 km) se não houver um *datum* vertical disponível no local, deve ser providenciada, no mínimo, uma linha de nivelamento geométrico à qual as estações maregráficas podem ser relacionadas e deve ser deixada uma marca de referência para que, no futuro, possa ser realizado um nivelamento trigonométrico a partir da mesma. Ao realizar estas precauções as especificações do ponto 2.1.6 devem ser consideradas e é necessário realizar uma análise da estabilidade da relação entre a estação maregráfica e o nível médio do mar.

Ao usar métodos de posicionamento por satélite (GNSS) para fins altimétricos, o disposto no ponto 2.1.6 e no capítulo 2 deve ser tido em consideração, especialmente o requisito para modelar as correções necessárias para converter as alturas acima do esferóide (alturas elipsoidais) para os valores associados ao nível do mar utilizados nos levantamentos hidrográficos. Independentemente da existência de modelos de correção, é necessário ajustá-los aos pontos altimétricos conforme é descrito no ponto 2.2.1, incluindo as disposições da Fig. 1, em ligação com a relação entre as marcas altimétricas. Por outras palavras, a utilização de técnicas GNSS para efeitos altimétricos deve ser limitada à interpolação dos pontos ao invés da sua extrapolação. Este conceito é susceptível de evoluir no futuro, mas em 2004 ainda não existe confiança nos modelos gerais de correção, muito menos nas áreas onde não há garantia de que tenham sido realizadas observações locais para os determinar.

2.3. Levantamentos Topográficos Costeiros e Portuários

2.3.1. Aplicação Métodos Topográficos Diretos/Clássicos

Em geral, os levantamentos topográficos costeiros que fazem parte dos levantamentos hidrográficos são realizados sobretudo por fotogrametria ou outro método de detecção remota. Nesses casos, a tarefa principal do hidrógrafo no processamento da informação consiste em obter uma interpretação adequada das estruturas costeiras, uma vez que a delimitação do litoral não representa qualquer dificuldade e que as coordenadas dos pontos de controlo em terra estão disponíveis. O hidrógrafo deve também assegurar que as marcas e estações de ajudas à navegação têm as componentes da sua posição horizontal e vertical corretamente determinadas.

No entanto, existem casos em que todas essas informações devem ser obtidas através de um levantamento topográfico com métodos diretos, ou seja, observações de campo e medições. Estes casos estão geralmente relacionados com a necessidade de representar determinadas áreas em escalas grandes (1:5000, 1:2000, 1:1000...). Isso geralmente ocorre em áreas onde há uma infraestrutura portuária ou um projeto portuário de desembarque, de tomada de água ou onde estão a ser realizadas outras obras de engenharia, ou a prolongar-se para ocupar a zona entre-marés e a estender-se para uma faixa perto da costa.

A reduzida extensão de tais áreas, bem como o necessário grau de detalhe, pode requerer que tais levantamentos sejam realizados através de medições topográficas no campo.

2.3.2. Densidade dos pontos a serem levantados

Em primeiro lugar deve ser estabelecido o grau de pormenor exigido. O método usual consiste na definição de uma escala de acordo com as necessidades de representação do produto final. Para se obter a forma adequada, pode ser necessário coordenar um ponto a cada centímetro quadrado. No entanto, essa distribuição não deve necessariamente ser homogénea. Deve ser dada prioridade aos locais onde há uma mudança significativa no declive ou onde existem características marcantes, tais como: morros, buracos, depressões do terreno, cumes, etc.

Geralmente a topografia através da coordenação de pontos em linhas quase perpendiculares à linha da costa proporciona informação mais adequada para uma boa representação da sua forma que qualquer outro tipo de distribuição.

Para os detalhes que devem ser levantados para possibilitar a representação de elementos naturais ou artificiais, mais ou menos independentemente do relevo, a quantidade de pontos deve ser adequada para ser capaz de os representar à escala prevista. Secções retas, provavelmente, só exigem o levantamento de pontos de viragem e, se forem ortogonais, a simplificação pode ser ainda maior.

2.3.3. Métodos Aplicáveis

As técnicas de posicionamento por satélite (GNSS) são ideais para o posicionamento horizontal. Caso se pretendam utilizar para o posicionamento planimétrico e altimétrico, devem ser consideradas as disposições referidas em 2.2.1. Geralmente, o processo é mais vantajoso quando a densidade dos pontos a serem coordenados é baixa (ou seja, mais de 50 ou 100 m entre pontos para as escalas de 1:5000, 1:10000, etc.). Caso o terreno permita, o levantamento pode ser realizado colocando a estação remota num veículo. A possibilidade de processar os dados de uma forma totalmente automática melhorará a rapidez na obtenção dos resultados finais.

A medição de distâncias com um distanciómetro electro-óptico (EODM) é particularmente apropriada para casos em que, nalgumas estações, os pontos com distâncias superiores a 1000 metros podem ser coordenados. A utilização de estações totais com a capacidade de armazenar os dados sobre a medição de distâncias, direcções (horizontal e vertical), atributos dos pontos

pesquisados, etc., torna possível aumentar a rapidez do processamento da informação e gerar as folhas de observações adequadas, que podem ser completadas com dados adicionais, se necessário.

O método da medição de distâncias com estádias é adequado para os locais onde se pretende efetuar o levantamento de um grande número de pontos muito próximos uns dos outros (50, 20, 10 m) a distâncias relativamente curtas (200 m) de cada estação. A leitura das linhas do retículo é feita geralmente numa mira graduada em centímetros.

A distância no terreno é obtida fazendo **K.m**, onde **K** é a constante estadimétrica, geralmente 100, e "**m**" é a diferença das leituras na mira. Se o ângulo de elevação **α** foi medido, a distância horizontal entre equipamento e a mira é:

$$K.m \cos^2 \alpha$$

e a elevação em relação ao ponto pesquisados é igual a:

$$\Delta H_{12} = i_1 - S_2 + K.m \cdot \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha_1$$

onde **i_1** , **S_2** e **α_1** têm os significados indicados em 2.2.3 para os nivelamentos trigonométricos.

No caso de linhas com uma inclinação muito grande ($\alpha > 10^\circ$), este método não é recomendado para transferência de cotas uma vez que o erro da distância (da ordem de 0,2%) e a provável falta de verticalidade da visada introduz consideráveis erros altimétricos (isto é menos frequente na medição de distâncias com um distanciómetro electro-óptico EODM).

Com miras especiais com divisões de 5 cm ou 10 cm, os intervalos do levantamento podem-se estender a 500 metros ou mais, embora não seja aconselhável no caso de linhas com uma inclinação da visada muito grande, pelas razões indicadas acima.

Todos esses procedimentos permitem o cálculo, a partir das fórmulas acima, das 3 coordenadas horizontais e verticais de cada ponto. Em alguns casos, estas coordenadas e as orientações podem ser obtidas por visadas inversas complementadas com um nivelamento trigonométrico inverso, com base na adequação das fórmulas indicadas no ponto 2.2.3.

Em áreas planas o nivelamento direto é um método simples e preciso. Se for necessário também poderão ser utilizadas distâncias estadimétricas (K.m), tal como as direcções horizontais que podem ser determinadas com outros instrumentos.

Em locais relativamente planos, para construções com formas ortogonais, pode ser feita a medição de distâncias perpendiculares usando fitas métricas e um esquadro óptico. Embora básico, demonstra ser um método útil para ser aplicado em alguns lugares tais como docas, cais, amarrações e outras construções portuárias. Este tipo de levantamento é normalmente complementado com um nivelamento geométrico para determinar as cotas da plataforma ou do terreno.

2.3.4. Representação do Relevo

Embora a tendência seja para gerar bases de dados que oferecem uma variedade de aplicações para obter informações através de um Sistema de Informação Geográfica (SIG), o que implica a disponibilidade de um Modelo Digital do Terreno (DTM), as medições planimétricas e altimétricas são frequentemente solicitadas para representação pelas linhas de contorno. Para este efeito, a seleção de um intervalo de contorno deve ser feita a não menos que quatro vezes a estimativa do erro das cotas.

Um método alternativo de selecionar o intervalo de contorno é o das escalas. No caso de ser um terreno com um elevado relevo, o denominador da escala milésima parte pode ser medido em metros (exemplo: 5 m de 1:5000), mas caso seja um terreno plano e sem irregularidades, os valores podem diminuir a um décimo (0,5 m no exemplo anterior).

Ambos os critérios devem ser harmonizados e, tanto o objetivo do levantamento, como a variação do relevo na área devem ser tidos em conta.

Existem vários pacotes de software disponíveis que permitem desenhar linhas de contorno de pontos coordenados discretamente. Alguns deles revelaram-se muito capazes, sendo no entanto conveniente ajustar os seus algoritmos de desenho incorporando algumas regras de interpretação para o relevo antes da versão final.

A fig. 6.19 mostra como as linhas de drenagem tendem a enfatizar a curvatura das curvas de nível, enquanto nas cordilheiras, onde o movimento da água é mais uniforme em toda a superfície, são mais suaves. Estas tendências geralmente provocam mudanças e os contornos que no conjunto representam o relevo devem manter alguma uniformidade.

Os conceitos acima mencionados são válidos para a forma de terra, no entanto, nem todos são válidos para o fundo marinho.

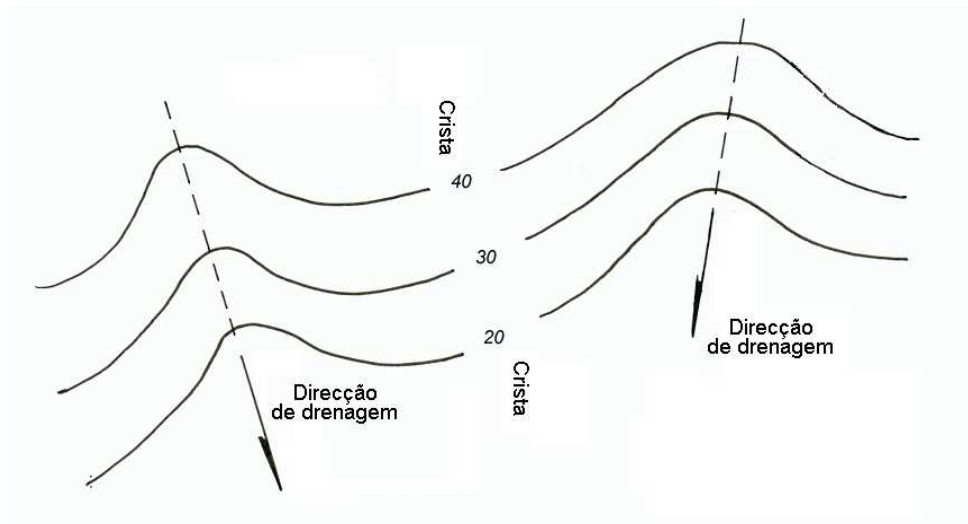


Figura 6.19

Com algum conhecimento geomorfológico, podem ser melhorados os critérios para uma melhor interpretação do relevo.

3. DETECÇÃO REMOTA

Algumas técnicas para obtenção de informação através de sensores remotos, que captam a radiação emitida pelo solo, serão descritas nesta secção. Esta informação é armazenada e posteriormente processada de modo a gerar produtos que providenciem dados topográficos.

Se a radiação do solo é devida à energia solar refletida, os sensores são chamados de passivos. Se é devida à energia emitida por sistemas associados aos sensores, os sensores são chamados de ativos.

A distribuição de frequências e comprimentos de onda para as ondas eletromagnéticas usadas em detecção remota está descrita na tabela 6.4.

Tabela 6.4

NOME	FREQUÊNCIA (Hz)	COMPRIMENTO DE ONDA (m)
Microondas	3×10^9 a 3×10^{11}	10^{-1} a 10^{-3}
Infravermelho Térmico	3×10^{13} a 3×10^{12}	10^{-5} a 10^{-4}
Infravermelho e infravermelho próximo	$4,3 \times 10^{14}$ a 3×10^{13}	$0,7 \times 10^{-6}$ a 10^{-5}
Visível	$4,6 \times 10^{14}$	Vermelho $0,65 \times 10^{-6}$
	...	
	$5,4 \times 10^{14}$	Verde $0,55 \times 10^{-6}$
	...	
	$6,6 \times 10^{14}$	Azul $0,45 \times 10^{-6}$
Ultra-Violeta	3×10^{15} a 3×10^{16}	10^{-7} a 10^{-8}

As ondas rádio usam as frequências mais baixas, enquanto que os raios X, gama e cósmicos usam as mais altas. Eles também possuem outras aplicações.

Dentro das aplicações dos sensores passivos, que usam a parte visível e próxima do visível da radiação eletromagnética, está a Fotogrametria. Desde que esta técnica começou a ser aplicada com recurso a películas sensíveis à luz que começou a ser usada em levantamentos hidrográficos (início do século XX), permanecendo até à atualidade como um dos métodos mais eficientes de obtenção de informação fiável sobre o relevo, especialmente para grandes escalas (1:20000, 1:10000, 1:5000,...).

Desde a década de 70 e mais intensivamente desde os anos 90, alargou-se a aplicação da detecção remota, para além dos sensores ativos e passivos instalados em meios aéreos e satélites. Geralmente, no que respeita à interpretação da morfologia do solo os métodos com recurso a satélites não possuem a mesma capacidade que a fotogrametria. No entanto, têm capacidades adicionais para detecção das propriedades superficiais dos terrenos e das áreas cobertas por água. Também oferecem, a relativamente baixo custo, capacidades impressionantes de atualização de informação.

Na fotogrametria, tal como noutros processos de obtenção de imagens, torna-se necessário criar estruturas de controlo de operações de forma a obter resultados de escala corretos e boas posições de referência. O controlo no terreno consiste em localizar pontos no terreno, identificáveis através da informação providenciada pelos sensores.

3.1. Fotogrametria

(ver # 3.4 – Cap. 2)

De uma forma simplista, a fotogrametria pode ser definida como uma técnica que permite a descrição tridimensional de objetos, partindo de imagens sobrepostas, obtidas de locais adjacentes. Para levantamentos hidrográficos, a fotografia aérea com um eixo vertical métrico é mais útil.

A descrição 3D é obtida através da visão estereoscópica de modelos virtuais onde as medições são efetuadas, recorrendo a instrumentos específicos de modo a obter uma representação topográfica. Evidentemente, esta técnica requer pontos de controlo no terreno obtidos por métodos topográficos tradicionais ou por métodos de identificação fotogramétrica, também conhecidos por aerotriangulação. Existem outros produtos que apesar de não serem 3D, podem ser considerados como parte da fotogrametria. Entre eles estão os ortofotomapas, obtidos simplesmente da junção de várias imagens retificadas (escala e inclinação).

3.1.1. Princípios e Aplicações da Fotografia Aérea

O objetivo das fotografias aéreas é recolher informação de modo a obter uma verdadeira representação topográfica, incluindo o relevo. Isto pode ser feito através de restituição fotogramétrica ou de compilação estereoscópica. No entanto, e como atestado anteriormente no conceito de fotogrametria, existem outros produtos 2D, cuja obtenção pode ser feita a partir de fotografia aérea.

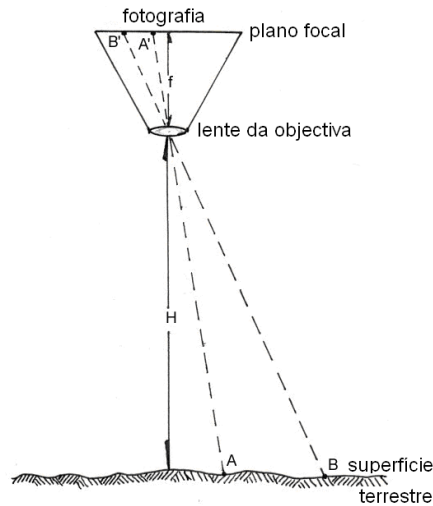


Figura 6.20

Para explicar isto é necessário ter em consideração a expressão básica para a escala da fotografia aérea:

$$S = \frac{A'B'}{AB} = \frac{f}{H}$$

Onde o quociente entre o comprimento focal f e a altitude de voo H estão diretamente relacionados com a escala da imagem (Figura 6.20 para uma câmara com eixo vertical). Apesar das objetivas das lentes poderem ser consideradas como o centro óptico de um sistema com dois nodos, o esquema é simplificado com um único centro óptico semelhante a uma lente fina. Essa simplificação é suficiente para o cálculo aproximado da escala de voo. É de salientar também que, sendo $H \gg f$, então é assumido que a imagem é formada no plano focal.

Uma alteração na altitude de voo provoca uma alteração na escala; a falta de verticalidade no eixo da câmara produz uma alteração de escala em pontos diferentes na câmara. Por exemplo, um retângulo ABCD no terreno, pode ser representado como um trapézio A'B'C'D' na imagem fotogramétrica, onde a escala dos segmentos A'B' é menor que em C'D' (Figura 6.21).

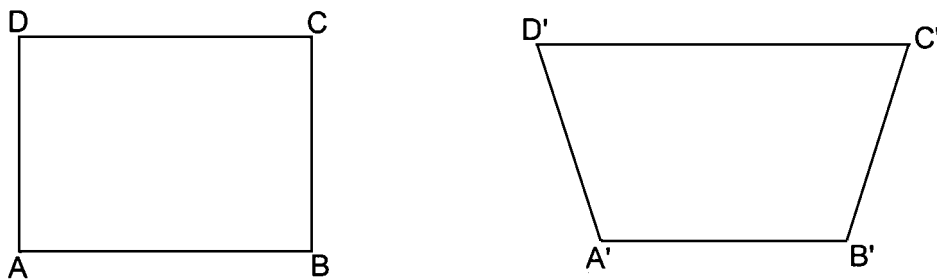


Figura 6.21

Para além disso, caso haja algum acidente topográfico no relevo com significativo desenvolvimento vertical, a escala introduz mais alterações em cada fotografia. Isto só pode ser resolvido recorrendo a um tratamento 3D, como por exemplo a restituição. Um ajuste na altura de voo e na orientação do eixo é possível através de uma retificação por processos 2D. De notar que, este ajuste só é possível em superfícies planas.

Equipamento apropriado pode levar a cabo o processo de retificação mencionado anteriormente, usando retificadores da própria câmara, que projetam a imagem numa tela ou superfície. O conjunto permite uma série de movimentos combinados que possibilita alterações na imagem projetada e inclui declives de acordo com as condições de focagem. Atualmente, para a retificação projetam-se quatro pontos bem distribuídos, para que coincidam com as suas posições bem conhecidas no terreno (Figura 6.21). Também existem procedimentos 2D para resolver estes problemas.

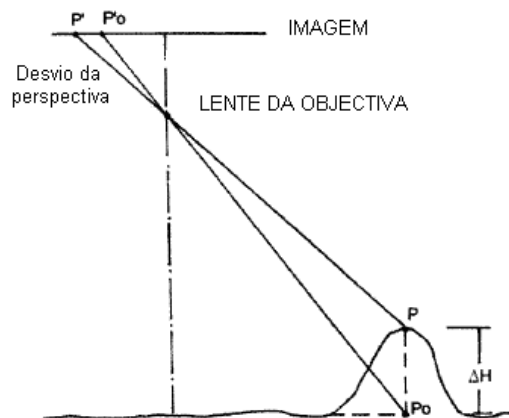


Figura 6.22

Os limites para estes processos encontram-se na própria imagem de um ponto com uma certa diferença em elevação relativamente à área envolvente, que sofre um desvio de perspectiva na imagem (Figura 6.22). Para além da diferença em elevação ΔH (delta H), a distância do ponto ao eixo vertical da câmara aumenta o desvio, ou seja, os pontos próximos do eixo vertical da câmara não produzem desvios significativos. Uma forma alternativa de gerar imagens fotográficas isentas deste efeito é combinar os processos fotográficos com tratamentos 3D, cujo resultado se designa por ortofotografia.

A melhor forma de apresentar imagens fotográficas do terreno é através de um ortofotomapa, o que não é mais do que um conjunto de imagens que formam um mosaico ou um mapa com uma escala uniforme. Seguidamente, em termos qualitativos, está o ajuste da retificação do mosaico, tal como mencionado anteriormente. O método mais grosseiro é através da montagem de imagens não tratadas e aceitar uma escala aproximada em função da altitude média do voo em que foram obtidas as respectivas imagens.

3.1.2. Elementos de aquisição da fotografia aérea.

A radiação solar irradia energia com comprimentos de onda compreendidos entre 0.4 a 0.8 micrómetros (1 micrómetro $\mu\text{m} = 10^{-6}$ m), que se situa no espectro eletromagnético, entre o infravermelho e o azul (Tabela 6.4). A radiação sofre alterações quando passa através da atmosfera, tal como a reflexão no terreno também perturba o espectro da luz solar recebido pela câmara. Por isso, o filme e a emulsão escolhidos para registar as imagens terá de ser cuidadosamente escolhido.

Entre os filmes a preto e branco, as emulsões ortocromáticas são especialmente úteis entre os 0.4 e 0.55 μm , enquanto que as emulsões pancromáticas o são entre os 0.3 e 0.65 μm , com um aumento adicional em comprimento de onda de 0.6 e 0.9 μm . A emulsão mais eficiente em fotogrametria aérea é a pancromática. Existem vários tipos de filmes a cores de 3 camadas, mas são mais úteis para interpretação fotográfica, descrito mais adiante (3.1.8), do que para fotogrametria.

Existem uma série de especificações no que diz respeito à densidade, velocidade, capacidade de processamento, granularidade e estabilidade que devem ser determinadas de modo a obter o melhor resultado nas condições prevalentes para ir ao encontro das necessidades do produto final. O tipo de objetiva e filtros é uma das questões a ser abordada aquando da análise. A lente da objetiva é composta por um sistema óptico onde uma boa correção à distorção é requisito fundamental.

O formato de imagem mais comumente usado é o de 23 x 23 cm, com distâncias focais (f) (ver 3.1.1) detalhadas na tabela 6.5.

Tabela 6.5

Tipo de Câmara	f (mm)
Super grande angular	85
Grande angular	153
Ângulo intermédio	210
Ângulo normal	305
Ângulo estreito	610

Câmara com uma distância focal curta (f) requerem uma melhor retificação da distorção sendo também as mais afetadas pela refração atmosférica. A grande angular é o tipo de câmara mais comum.

Para fins fotogramétricos, uma câmara aérea terá de ter uma boa determinação de “ f ”, uma correção rigorosa da distorção e outras condições ópticas e mecânicas dever ser verificadas por calibração. Esta, será apelidada de “Câmara métrica” se todas estas condições se verificarem. Estas câmaras possuem um sistema bastante preciso de verificação da verticalidade do seu eixo e da planificação do filme. Para além disso, também têm um controlo de paragem de filme e permitem um bom controlo da sobreposição de imagens ao longo das consecutivas fotografias.

Apesar de as câmaras digitais geralmente permitirem imagens de alta qualidade para fotografias, o seu desenvolvimento para aplicações na fotogrametria está a avançar muito rapidamente, mas atualmente (2004) apenas câmaras não métricas estão disponíveis.

Um importante componente para fotografia aérea é a plataforma usada. Os seus critérios incluem espaço disponível para a câmara e para os seus componentes e acessórios, capacidade de operar nas altitudes e velocidades requeridas, não ultrapassar os limites de vibração, etc..

Entre outros requisitos, terá de possuir posicionamento GNSS, e se possível com capacidade diferencial, um requisito necessário para a sincronização do posicionamento com a câmara e as múltiplas antenas usadas na verificação da inclinação da plataforma.

3.1.3. Planeamento de Voo.

Inicialmente é necessário definir a escala do voo, ou seja a escala da câmara, que, tal como foi dito no § 3.1.2, tem um formato de 23 x 23 cm. Se o tipo de câmara é definido, a escala também determina a altura do voo $H = f/S$ (§ 3.1.1 fig. 6.20). Apesar da escala poder ser aumentada até 5 vezes de modo a obter bons produtos fotogramétricos de forma a ir ao encontro dos requisitos

hidrográficos, a análise da exatidão da altimetria requerida deverá ser efetuada. Deverá ser tido em atenção o fato do desvio da elevação obtido por restituição poderá atingir as 200 ppm x H (200 partes por milhão da altitude do voo = $H/5000$). Por vezes, isto pode torná-lo irrealizável e os requisitos da altimetria terão de ser obtidos por outros meios.

Depois de definido a escala de voo, a cobertura de voo deverá ser estudada. Nos casos mais simples, a zona costeira poderá ser coberta por um conjunto de faixas retilíneas (fig. 6.23).

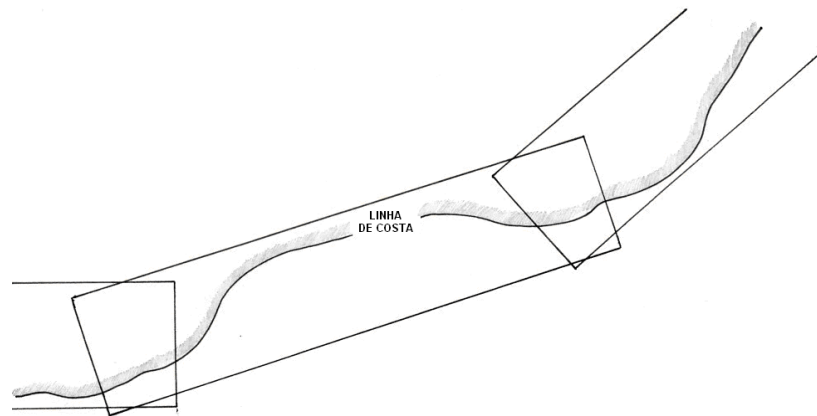


Figura 6.23

Quando as características da zona costeira são extensas, coberturas mais largas de modo a cobrir mais terreno são necessárias. Neste caso, várias faixas de cobertura deverão ser planeadas (fig. 6.24).

Adicionalmente, as sobreposições no fim e nos lados da faixa de cobertura deverão ser planeados; Geralmente, a sobreposição no final da faixa é de 60% e lateralmente de 20%. Quando ortofoto imagens são necessárias (§ 31.1.) ou quando o relevo no terreno é tão irregular que existe a possibilidade de certas partes não possuírem informação estereoscópica, pode haver necessidade de aumentar a sobreposição entre faixas.

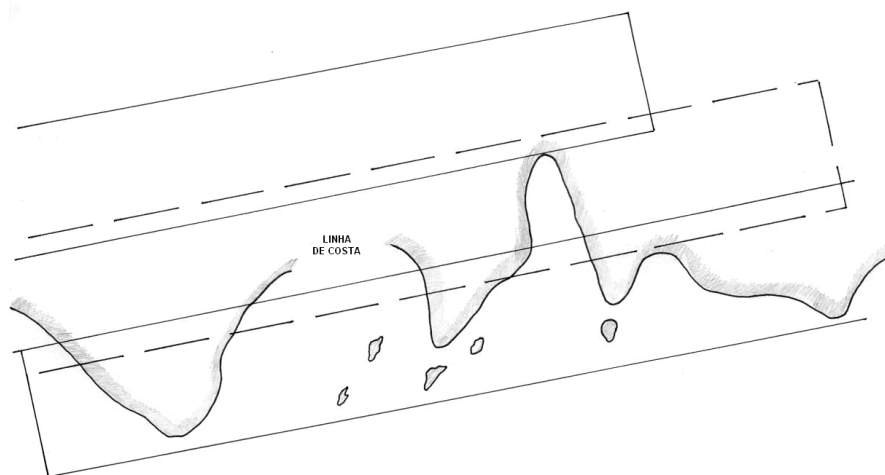


Figura 6.24

A altitude do Sol e a sua declinação deverão ser tomados em consideração, particularmente em zonas de latitude mais elevada ($\phi > 50^\circ$) durante o Inverno. De forma a garantir que sombras não

interferem com a qualidade da imagem, a declinação do Sol deverá ser superior a 30°. Quanto mais irregular e recortado for o terreno, maior terá de ser a declinação solar. A duração do voo poderá ser limitada em função da altura do ano e da latitude.

Um limite adicional para os levantamentos hidrográficos é o fato de os voos deverem ocorrer próximo da baixa-mar, de forma a permitir a detecção de toda a morfologia e perigos na área intertidal.

O céu deverá estar limpo abaixo da altitude de voo enquanto que outras condições meteorológicas deverão ser satisfeitas durante a operação. Todas estas limitações combinam-se para tornar o voo mais longo e o plano de voo mais complexo.

O controlo no terreno e a sua intensificação por aerotriangulação deverá ser considerado aquando do planeamento do voo, permitindo assim a oportunidade de realizar tarefas no terreno pela equipa operacional ainda presente na área.

Se a sobreposição das faixas de cobertura for de 60 % ou mais, existe uma zona de cerca de 20 % de tripla sobreposição (fig. 6.25).

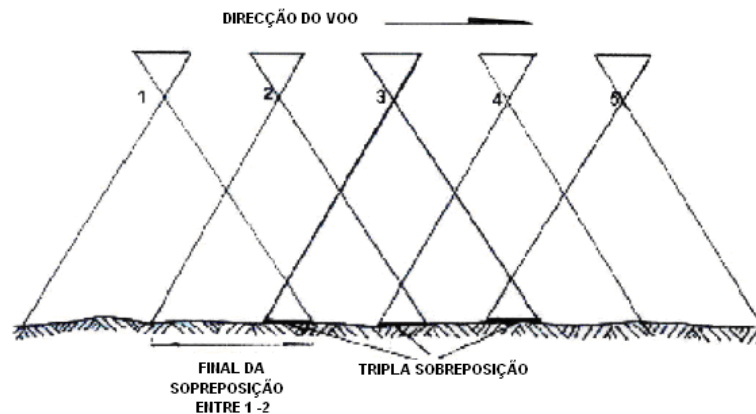


Figura 6.25

Nesta zona, tal como na sobreposição lateral (fig. 6.24), pode ser realizada aerotriangulação.

3.1.4. Restituição

A técnica de restituição fotogramétrica é um processo básico no tratamento 3D da informação topográfica, onde geralmente as imagens aéreas são comumente usadas. A restituição é levada a cabo nos processos ópticos, mecânicos, analíticos ou digitais na zona de sobreposição da fotografia adjacente, fato que permite a observação estereoscópica.

Em qualquer versão, torna-se necessário determinar a orientação relativa e absoluta do modelo que representa a parte do terreno que está a ser observada.

Um par de fotografias é orientado intersectando cinco pares de raios homólogos correspondentes a cinco pontos no terreno. Este processo é obtido removendo a sua paralaxe através de projetores de movimento ou por qualquer outro processo digital. Não é necessário um conhecimento prévio das coordenadas dos pontos selecionados, no entanto é aconselhável escolhê-los na zona sobreposta (fig. 6.26).

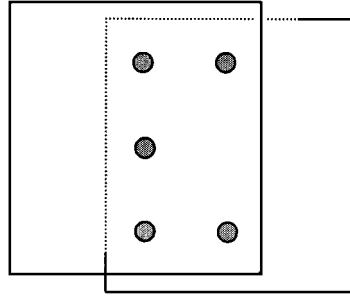


Figura 6.26

Tendo concluído este processo, é criado um modelo 3D, no entanto nem a sua posição na quadricula de referência nem a sua escala foram ainda definidos. Por outras palavras, apenas uma posição relativa das fotografias coincidentes com a câmara durante o voo numa escala e quadricula de referência desconhecida. É possível observar todo o modelo estereoscopicamente enquanto se observam as posições das imagens obtidas. Para atribuir uma escala ao modelo e referenciá-lo de uma forma compatível com o levantamento, as posições tridimensionais de dois pontos (por exemplo 1 e 2 da fig. 6.27) e a altitude de um terceiro terão de ser conhecidos. No entanto é preferível conhecer as três coordenadas dos pontos 1,2,3 e 4, o que permite alguma verificação.

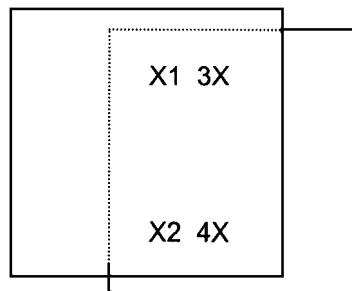


Figura 6.27

É claro que este ajuste pode ser efetuado de uma forma analógica, através de processos ópticos ou mecânicos, ou por processos numéricos, através de restituidores analíticos ou digitais.

Com os modelos orientados de forma absoluta, é possível obter uma representação topográfica do relevo e das infra-estruturas. As linhas de contorno podem ser traçadas por meios analógicos ou digitais. No caso deste último, é possível criar um modelo digital de terreno (MDT), com uma resolução adequada. Presentemente, para obter cópias digitais da informação, a forma mais simples é através da digitalização de alta resolução das fotografias aéreas. No entanto, no futuro a informação virá diretamente das câmaras digitais.

3.1.5. Aerotriangulação

Tal como foi descrito em 3.1.4, para a orientação absoluta de um modelo estereoscópico, é necessário conhecer as coordenadas tridimensionais de quatro pontos distribuídos de acordo com a fig. 6.27. No entanto, as coordenadas de dois pontos e a altitude de um terceiro poderá, em princípio, ser suficiente.

Para obter tal controlo, tem vindo a ser desenvolvido um processo interno pela fotogrametria, minimizando o trabalho de campo: a Aerotriangulação.

O primeiro processo desta técnica consiste em determinar a orientação absoluta do primeiro modelo, e passá-la para o segundo modelo adicionando-lhe uma terceira imagem. Tendo completado todos os movimentos na projeção da terceira imagem, sem modificar as alterações previamente realizadas na orientação do segundo modelo, fica concluída a transferência da orientação absoluta. É possível repetir todo este processo, no entanto podem surgir deformações. Aparte do desvio, deverão ser considerados os efeitos provocados pela curvatura terrestre e pela refração da luz. Por esta razão, é necessário ajustar a faixa de cobertura adicionando pontos de controlo no terreno.



Figura 6.28

Uma faixa com quatro pontos de controlo iniciais, quatro de controlo final e dois pares intermédios é exibida na fig. 6.28. Os pares intermédios deverão estar presentes em seis modelos de forma a resolver as deformações e evitar a propagação dos desvios. Ambos os pontos de controlo e os sobrepostos, deverão estar presentes na zona de tripla sobreposição e quando necessário na sobreposição lateral, de forma a garantir a restituição. Apesar da distribuição descrita corresponder à dos processos de aerotriangulação analógica, a experiência hidrográfica mostra que frequentemente um ponto de controlo na zona costeira ainda é válido (fig. 6.23). Isto também é válido quando o ajuste à faixa de observação é realizado através de modelos independentes, com recurso a processos analíticos. Neste caso, o método usual é o de anotar as coordenadas de cada modelo e posteriormente ajustá-las em termos numéricos, depois de todas as orientações relativas tiverem sido determinadas.

Quando existem diversas faixas com sobreposição lateral (ver fig. 6.24), o ajustamento com modelos independentes pode ser completado com algumas vantagens relativamente ao modelo rígido.

Os pontos sujeitos à aerotriangulação são:

- a) Pontos de controlo no terreno;
- b) Pontos intermédios;
- c) Pontos adicionais para controlo da restituição ou pontos conspícuos que requerem cálculos específicos.

Relacionando as coordenadas dos pontos de controlo no terreno com os pontos intermédios, pode-se ajustar essa faixa de observação. Como resultado, as coordenadas dos pontos intermédios e de qualquer ponto adicional pode ser obtido e expresso na quadrícula referencial onde constam todos os pontos de controlo.

Existem sete parâmetros para cada modelo de transformação num processo normal: uma escala, três parâmetros de translação e três de orientação. Estão disponíveis diversas versões de *software*. As básicas lidam com os processos planimétricos e altimétricos separadamente. As versões mais elaboradas são baseadas em tratamentos tridimensionais com uma importante análise estatística que tende a limpar a influência de *outliers*. Com este tipo de blocos, a quantidade de pontos de controlo no terreno pode ser minimizado.

Existe uma utilização integral dos pontos de controlo e existe uma forte ligação entre os modelos, melhorando a sua rigidez. Com $5 + 0.2M$ pontos de controlo, podemos obter bons resultados, sendo M o número de modelos independentes que constituem o bloco. Um bloco de modelos

independentes durante o processo de ajuste pode ser observado na figura 6.29. Note-se que para além do número de pontos de controlo, a sua distribuição é importante de modo a assegurar uma rede adequada à restituição.

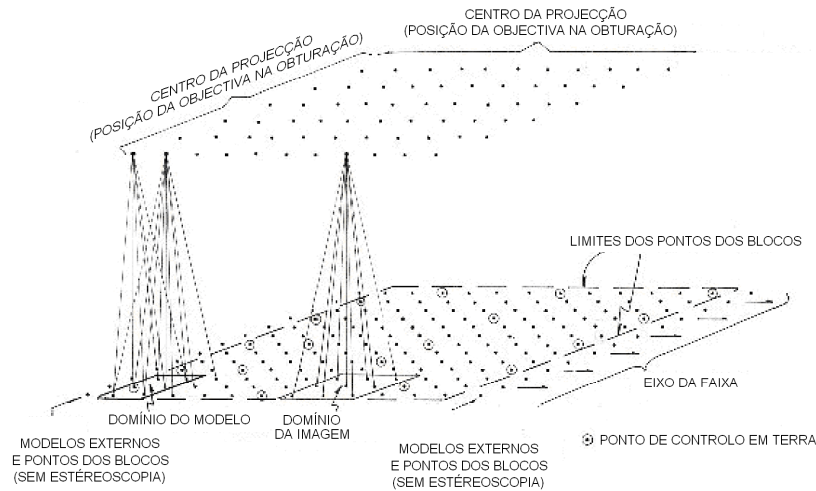


Figura 6.29

De modo a simplificar o esquema, apenas são mostrados alguns raios do centro da perspectiva para os pontos da aerotriangulação. Estes centros de perspectiva estão associados com a posição da objetiva no momento da exposição do filme. Os pontos de controlo no terreno também estão indicados, sendo alguns coincidentes com os pontos intermédios.

A fig. 6.29 também ilustra a ligação que pode ser obtida através da intercepção dos raios homólogos.

A medição das coordenadas planisféricas dentro de cada imagem, sem o processamento estereoscópico, configura estes raios apesar de terem sido escolhidos via observação estereoscópica. Através deste método, pelo menos nove pontos da imagem são usualmente medidos com uma distribuição tal como é mostrada na fig. 6.30. A estabilidade de um bloco ajustado através desta técnica de ajuste recorrendo a conjuntos de blocos é mais elevada relativamente à obtida através de modelos independentes. Ocasionalmente, um primeiro ajuste é conduzido via modelos independentes e posteriormente, partindo das coordenadas provisórias, os últimos ajustes são efetuados através dos conjuntos dos raios homólogos.

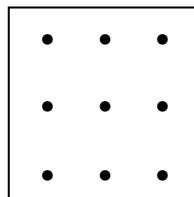


Figura 6.30

No ajuste dos blocos, para além das três coordenadas para cada ponto processado, também são criadas coordenadas para os centros de perspectiva. Existem câmaras que podem ser

sincronizadas com sistemas GNSS. Elas têm a capacidade de receber correções diferenciais; a posição dos centros pode ser introduzida no ajuste de blocos. Conseqüentemente, o número de pontos de controle no terreno pode ser reduzido. Sistemas com 3 ou mais antenas estão sob desenvolvimento de forma a aumentar a capacidade de cálculo para orientação.

Existem outros meios para aumentar a capacidade de aerotriangulação, minimizando o trabalho no terreno. A obtenção de imagens numa escala mais pequena é um deles. É um processo válido para coordenadas horizontais mas não tão capaz para resolver com exatidão necessária os requisitos altimétricos. A realização de faixas transversais numa escala igual ou menor também é usada. Atualmente, para escalas pequenas (1:20000, 1:50000, 1:100000, ...) estes procedimentos são evitados e substituídos por posicionamento por GNSS através da projeção de centros com o mínimo controle no terreno.

3.1.6. Controle Terrestre

Uma das principais tarefas dos levantamentos topográficos é a criação de pontos de controle no terreno.

Apesar de no parágrafo 3.1.5. ser dada alguma orientação para o processo de seleção de pontos que permitem a aerotriangulação, é necessário considerar os requisitos específicos dos responsáveis pelos processos de restituição ou aerotriangulação. O objetivo deste último é o controle da restituição descrita em 3.1.4.

A seleção do controle antes do voo é teoricamente possível, dependendo do posicionamento dos pontos que irão ser fotografados. No entanto, o controle é frequentemente selecionado depois do voo, identificando pontos nas imagens obtidas. Esta é uma das maneiras de contornar os problemas causados pela curta vida das marcas artificiais.

Para além da obtenção das coordenadas dos pontos de controle, tem de ser executada a sua representação gráfica. Uma impressão inicial pode ser obtida a partir de cópias dos fotogramas ou de uma “foto-plot”. Algumas vezes, a característica no terreno que irá servir de ponto de controle, é retirada da imagem com uma breve descrição no verso. No entanto, isto nem sempre é suficiente e é necessário adicionar uma descrição mais pormenorizada e referenciar a sua posição. Isto é importante porque por vezes não existe detalhe suficiente para definir a coordenada vertical. Por exemplo, um canto de um edifício é um bom ponto no que diz respeito às coordenadas horizontais, mas terá de haver uma boa definição do nível do terreno para se obter bom controle vertical.

Em todos os casos, a descrição obtida “*in situ*” terá de ser compatível com a obtida através da informação estereoscópica.

A exatidão na posição dos pontos de controle no terreno terá de ser cuidadosamente estudada, tendo em consideração os resultados obtidos na aerotriangulação para controlar a restituição. Um desvio máximo de 100 ppm da altitude de voo ($H/10000$) nas 3 coordenadas é aceitável. Em situações onde possam surgir dificuldades, terão de existir alternativas aceitáveis para análise. À parte dos problemas na distribuição dos pontos de controle no terreno, tendo em conta os ajustes para a aerotriangulação, é importante clarificar que as coordenadas dos pontos ao longo da periferia do bloco são mais úteis. Os pontos das zonas mais internas podem estar limitados à coordenada vertical z , apenas.

3.1.7. Generalidades sobre Restituidores. Processamento digital.

Um esquema simplificado de um restituidor pode ser visto na figura 6.31. Tem dois fotogramas de suporte (em filme ou em formato digital), nos quais podem ser lidas as coordenadas $x'y'$ e $x''y''$. Possui também um sistema de observação (representado pelas duas oculares “*eyepieces*”) com dois trajetos (óptico, óptico/mecânico, eletrónico) internos distintos permitindo que cada olho possa ver parcialmente cada imagem, criando assim um modelo estereoscópico. Esses trajetos possuem marcas flutuantes que permitem formar um ponto que pode ser visualizado

tridimensionalmente. Estas marcas podem ser deslocadas na direção de voo recorrendo ao controlo **X**, transversalmente com o controlo **Y** e verticalmente com o **Z**.

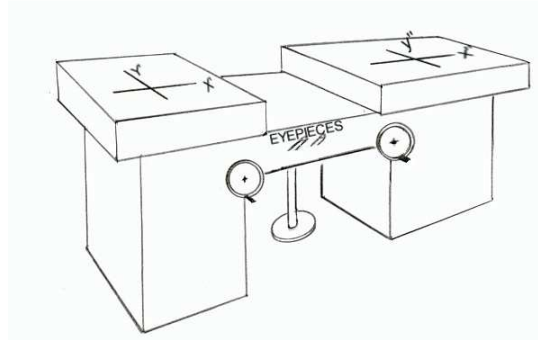


Figura 6.31

Tal como indicado na fig. 6.31, os controlos em **x** e **y** são operados por manivelas enquanto que o **z** é operado através de um pedal.

Estas coordenadas podem ser registadas através de codificadores relacionados com os movimentos em **x**, **y** e **z**. Pode ser-lhes aplicado um processo independente de aerotriangulação. De forma a realizar este processo através de um conjunto de raios, é necessário ter um instrumento com codificadores para registar as coordenadas do fotograma (x' , y' , x'' e y'').

Para além da resolução necessária para distinguir 100 ppm da altura de voo ($H/10000$), o instrumento para a aerotriangulação deverá possuir as características essenciais para o registo e codificação.

Naturalmente, toda a informação registada, elementos de codificação e outros relacionados com a orientação e desempenho interno do equipamento deverão estar ligados a um sistema informático, particularmente em versões analíticas e digitais (§ 3.1.4).

Nas novas versões digitais, é usado um monitor para visualizar a informação necessária para desempenhar as observações detalhadas atrás (fig. 6.51). Ambos os fotogramas são projetados alternadamente no monitor, onde o operador vê um em cada olho, através de um equipamento de observação especial (lentes polarizadas ou outro meio electro-óptico), que permitem a criação de uma imagem estereoscópica e conseqüentemente a possibilidade de efetuar as medições necessárias. Outros periféricos estão ligados tal como mostra a fig. 6.32. Num restituidor digital, a imagem é fornecida por uma câmara estereoscópica (CCD = *Charge Coupled Device*).

A figura 6.32 mostra um diagrama dum sistema fotogramétrico digital.

Em equipamentos eletromecânicos de restituição, o restituidor dá a versão final do trabalho, adicionalmente a impressão foi produzida analogicamente sem qualquer processo computadorizado. Em versões digitais, o trabalho final consiste num conjunto de ficheiros contendo um determinado formato para futura manipulação gráfica, como por exemplo num Sistema de Informação Geográfica. Nestes casos, o uso de um restituidor é um suplemento que permite uma visão geral do processo aerofotogramétrico.

O uso de ficheiros é bastante conveniente no processamento de levantamentos hidrográficos. A informação de um processo fotogramétrico pode ser sobreposta, comparada e tornada compatível com outro tipo de informação gerada pelo trabalho topográfico ou batimétrico.

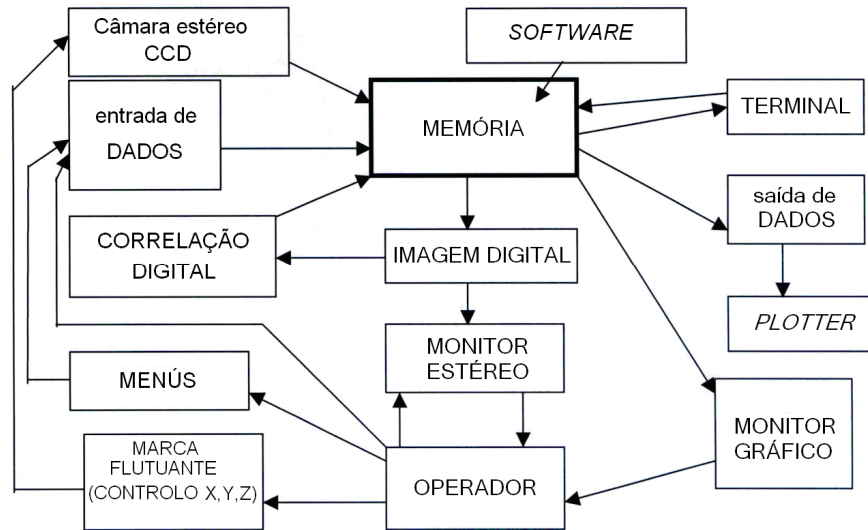


Figura 6.32

3.1.8. Interpretação fotográfica

A interpretação fotográfica envolve a inspeção das imagens fotográficas, recorrendo algumas vezes à observação estereoscópica, o que permite a identificação de objetos e algumas propriedades do terreno, vegetação, etc.

Em muitos casos, a relação entre a altitude do vôo e a topografia pode não ser suficiente para definir linhas de drenagem, tal como indicado na fig. 6.19.

Geralmente, a interpretação quer de imagens quer de fotografia, pode ser realizada por especialistas nas suas áreas de trabalho particulares. Por exemplo, um engenheiro costeiro poderá tirar melhores conclusões no que diz respeito ao comportamento de uma praia do que um hidrógrafo, uma vez que poderá analisar a dinâmica da ondulação bem como os processos erosivos mais corretamente.

Em certos casos, podem ser traçadas iso-linhas com elevada precisão a partir de imagens obtidas em períodos diferentes, não só acima da linha de preia-mar mas também na zona intertidal, definindo áreas de existência de vegetação permanente ou as linhas deixadas pela corrente da enchente de maré antes do seu recuo, ou as diferenças em tonalidade na água devido à profundidade.

Uma correta combinação entre a calibração e a observação pode ser obtida por comparação de algumas medições topográficas e/ou batimétricas. Isto pode produzir excelentes resultados. No entanto é necessário mostrar e provar a existência de uma estreita correlação entre as evidências detectadas, como por exemplo as mudanças de tonalidade e as medições. Se isto não for verificado, a base para a interpretação deverá ser revista. Algumas vezes, o comportamento de fenómenos temáticos é incorretamente interpretado na presença de zonas pouco profundas.

3.2. Detecção Remota Não Fotogramétrica

Nesta secção serão considerados apenas sistemas e métodos não-fotogramétricos. Tal como mencionado anteriormente, o termo “Detecção Remota” é aplicado na detecção de objetos e na determinação das suas posições geográficas bem como de algumas das suas propriedades sem efetuar contacto físico. Apesar do termo detecção remota cobrir todas as técnicas para observações à distância, tais como as baseadas na acústica, gravidade e mesmo na aeromagnética, atualmente essa interpretação foi restringida à energia eletromagnética.

Um sistema de detecção remota, é basicamente composto por 4 elementos (Chuvieco, 1995) (fig. 6.33):

Sistema de sensores: sensor e plataforma (inclui o veículo que os transporta até se encontrarem definitivamente em órbita);

Área: é a porção de terreno coberta, num determinado período de tempo, pelo sensor ou conjunto de sensores;

Fonte energética: O sol no caso dos sensores passivos, ou gerada pelo próprio sensor no caso dos sensores ativos.

Sistema de processamento, comercialização, interpretação e consumidor final: Envolve a estação receptora, antena, sistemas de seguimento, agências de distribuição, interação com o cliente e finalmente o consumidor final (ex: agências governamentais, defesa, universidades, companhias de serviços domésticos, etc.).

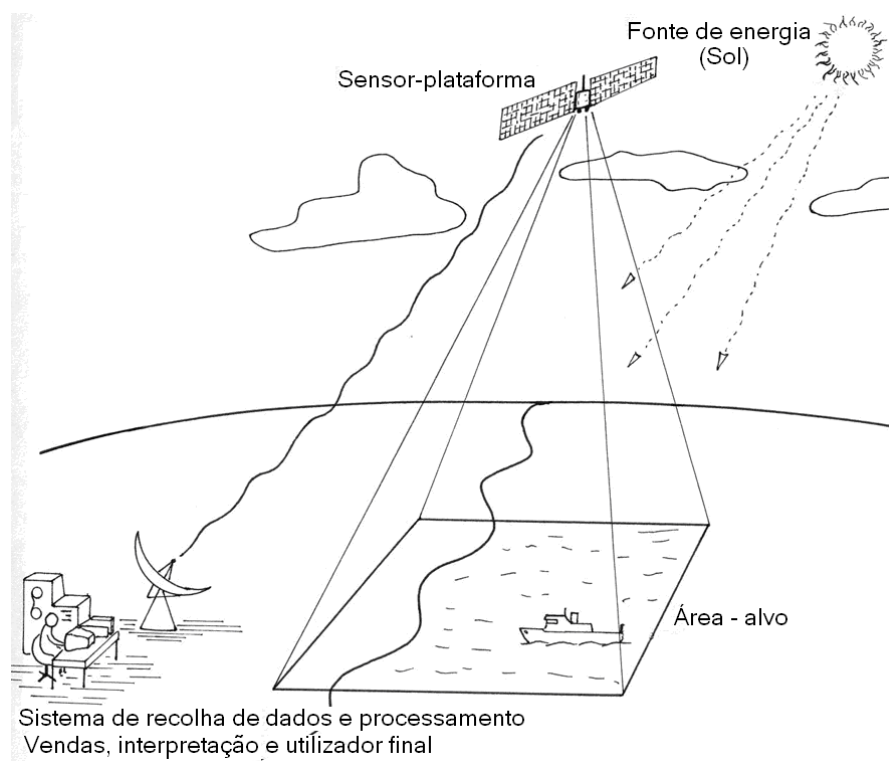


Figura 6.33 “Sistema de detecção remota (caso de sensor passivo do satélite)”

3.2.1. Satélite e sensores para detecção remota de recursos terrestres

Os satélites empregues em detecção remota de recursos terrestres usam 2 tipos de orbitas (Figura 6.34):

- a) **Órbita Equatorial Geostacionária:** o satélite encontra-se a uma distância aproximada de 36000 Km sobre um ponto fixo sobre o equador. Estes satélites apenas vêem a superfície da Terra de uma determinada forma com um único objetivo e uma função específica. i.e. O satélite meteorológico europeu METEOSAT, o americano GOES, etc..
- b) **Órbita Quase polar sincronizada com o sol.** O satélite usa órbitas muito mais baixas (700 a 1200 Km) e passa sempre pelo equador á mesma hora (sincronismo solar), afastando-se uma certa distância do equador e passando perto dos pólos, i.e. SPOT, LANDSAT, NOAA, METEOR, JERS, ERS, RADARSAT, etc.

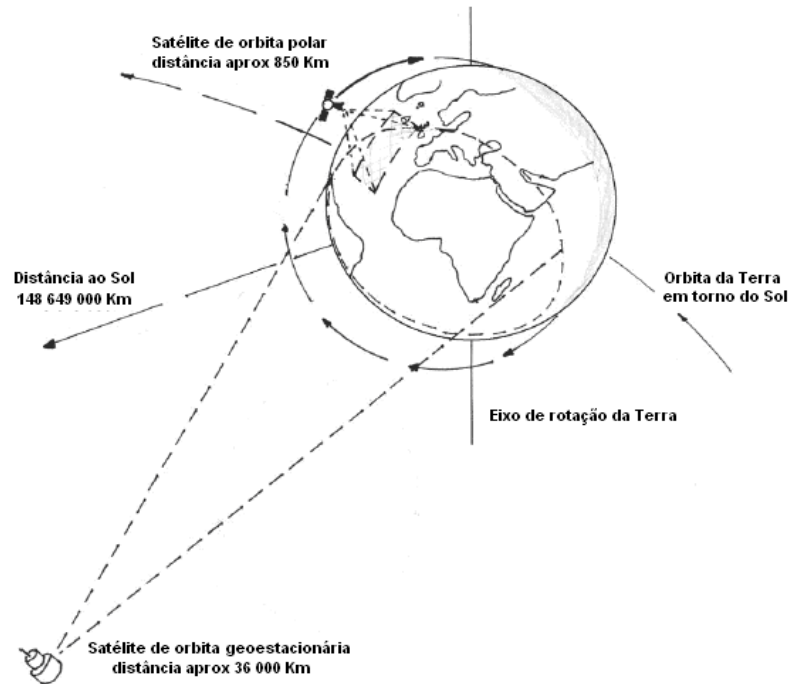


Figura 6.34 “principais orbitas dos satélites”

Os **sensores-instrumento** podem ser classificados de acordo com a sua metodologia:

- a) De acordo com a **fonte energética**, estão divididos em (Figura 6.35):

Passivos: os instrumentos capturam a energia emitida pelo sol, refletida pelo objeto observado, gerando um correspondente sinal elétrico. Exemplos: MSS e TM LANDSAT, AVHRR NOAA, HRV SPOT, MMRS SAC-C.

Ativos: os sensores emitem energia e registam a porção que é refletida pela superfície a observar. Possuem a capacidade de obter imagens em praticamente qualquer condição meteorológica e de luminosidade, uma vez que a energia é gerada pelo próprio equipamento independentemente do Sol. Exemplos: SAR ERS, JERS e RADARSAT.

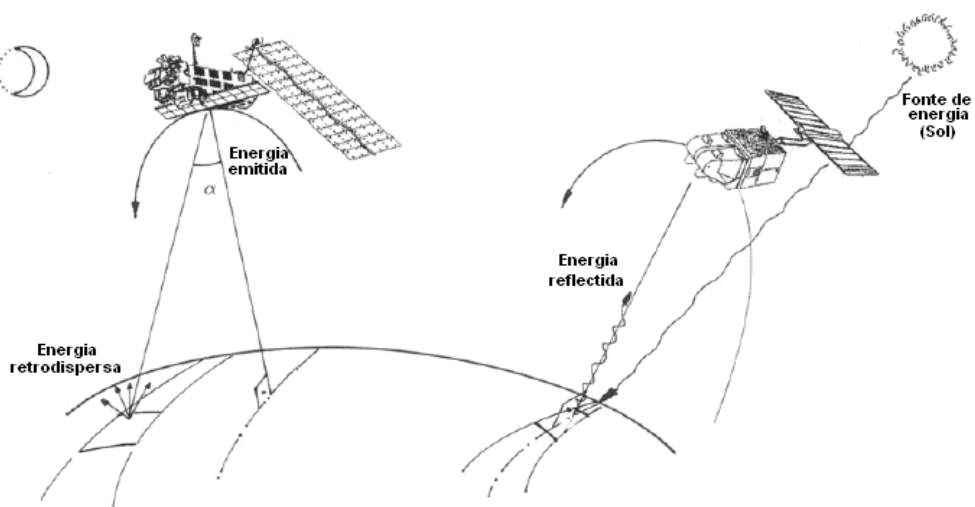


Figura 6.35 “Sensores passivos e ativos”

b) De acordo com as bandas usadas do **espectro eletromagnético**:

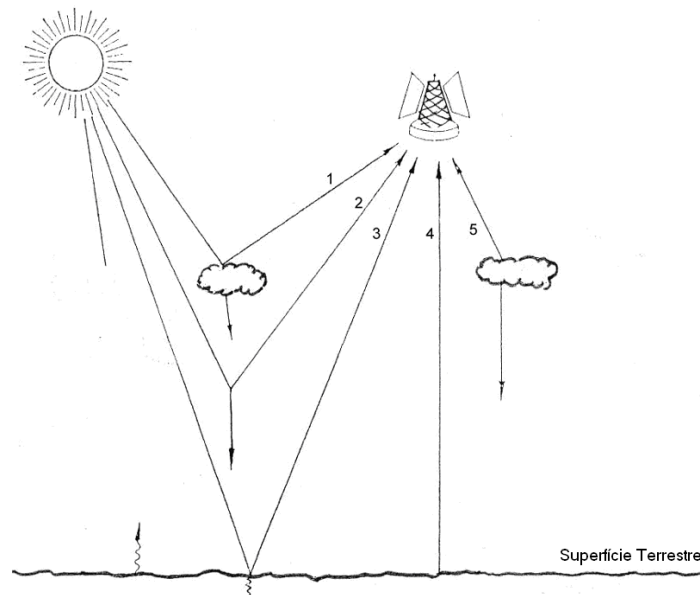
Óptica: Inclui a parte do espectro visível pelo olho humano ($0.4 \mu\text{m} - 0.7 \mu\text{m}$) e o infravermelho refletido ou infravermelho próximo. Exemplos: MSS LANDSAT, HRV SPOT, MMRS SAC-C.

Térmico: corresponde á parte térmica ou infravermelho emitido ($7 \mu\text{m} - 15 \mu\text{m}$). Exemplos: AVHRR NOAA, TM LANDSAT.

Microondas: Os comprimentos de onda mais longos (mm ao cm), usados principalmente pelos radares. Exemplos: SAR ERS, JERS e RADARSAT.

As **fontes** de radiação eletromagnética usada em detecção remota podem ser naturais tal como o sol, terra e atmosfera ou artificiais como lâmpadas, laser ou emissores de microondas.

A fonte principal de energia natural é o sol, cuja radiação atinge o seu máximo no comprimento de onda (λ) de $0.47 \mu\text{m}$ (verde visível). No seu caminho para a superfície terrestre, a energia solar passa através da atmosfera sofrendo complexas interações, que se podem resumir aos efeitos de absorção, reflexão, dispersão e emissão (Figura 6.36):

**Figura 6.36 “Radiação recebida pelos sensores”**

As diferentes componentes são:

1. Radiação refletida pela atmosfera;
2. Radiação dispersa pela atmosfera;
3. Radiação refletida pela superfície terrestre;
4. Radiação emitida pela superfície terrestre;
5. Radiação emitida pela atmosfera;

Apenas uma pequena parte da energia capturada pelos sensores é usada para extrair informação no que diz respeito a recursos terrestres. A parte restante deverá ser filtrada de forma a permitir que informação adicional seja extraída.

Existem zonas no espectro eletromagnético que possuem melhores condições radiativas, chamadas de “janelas atmosféricas” (fig. 6.37). Nestas zonas a absorção é menor, permitindo que a quantidade de energia transmitida seja maior. As janelas principais são:

0.4 – 0.7 μm no visível;

3.5 – 5.5 μm e 8 – 14 μm no infravermelho térmico.

O sensor capta e mede a energia eletromagnética irradiada da área de interesse, em estreitas faixas ou bandas do espectro. A medição da intensidade da energia transmitida a partir de um alvo em cada banda é chamada de resposta espectral ou assinatura espectral desse mesmo alvo.

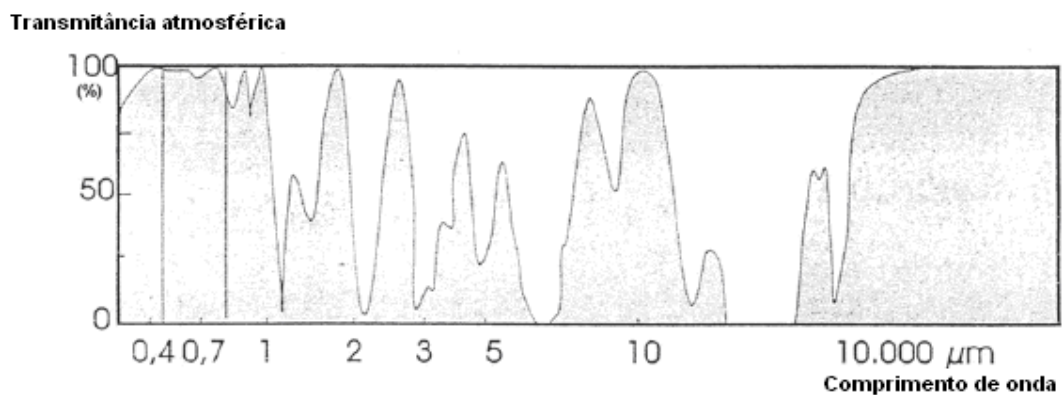


Figura 6.37 “Janelas atmosféricas”

3.2.2. Principais Sistemas de Detecção Remota

Os principais sistemas de detecção remota podem ser classificados da seguinte maneira:

SENSORES PASSIVOS:

- Sistemas fotográficos
- Sistemas *Vidicon*
- Digitalizadores optomecânicos
- Digitalizadores optoeletrônicos

SENSORES ACTIVOS:

- Sistemas radar

Sistemas fotográficos:

As câmaras fotográficas foram os primeiros sensores capazes de receber imagens multiespectrais do espaço. Continuam a ser um método frequentemente usado para detecção remota,

particularmente a partir de plataformas aéreas. A base da sua operação é a impressão de uma cena ou imagem em filmes foto sensíveis, através de um sistema óptico que permite controlar as condições de exposição solar.

As suas características mais importantes são:

- a) **Tipo de filme:** O mais comum é o filme pancromático, no qual todo o espectro visível pode ser capturado numa simples emulsão. Radiação correspondente ao infravermelho próximo ou infravermelho refletido é capturado em tons de cinzento com um filme infravermelho.
- b) **Número de objetivas:** Podem ser efetuadas múltiplas observações com duas construções diferentes incorporando várias lentes, cada uma com o seu filtro apropriado, ou numa câmara única o que permite a impressão da mesma imagem em diferentes bandas do espectro, ou juntando várias câmaras na mesma plataforma, cada uma com filtros diferentes e filmes apropriados (fig. 6.38).
- c) **Ângulo de visão:** Em fotografia vertical (a mais utilizada), as imagens são capturadas aproximadamente num ângulo ortogonal á superfície terrestre (são permitidos 5° de desvio) e em fotografia oblíqua utilizando um ângulo menor que 90° (usado para estudos de relevo, infra-estruturas urbanas, etc.).
- d) **Altitude de observação:** A altitude (**H** – *height*) é altamente variável, dependendo se falamos de fotografia aérea ou espacial. A relação com a distância focal (**f**) determina a escala (**S**) do fotograma (§ 3.1.1).

$$S = f / H$$

Um exemplo de fotografia espacial pode ser encontrado nas imagens pancromáticas e de infravermelho obtidas pelo vaivém espacial durante o programa “*European Spacelab* (1983)”. Na verdade, foram obtidas com a câmara métrica RMK 20/30 algumas imagens estereoscópicas de várias regiões do globo, a uma escala de 1:820000 a 250 Km de altura com uma resolução de 20 a 30 m. Estas foram utilizadas principalmente para fins cartográficos (Konecny, 1986).

Mais recentemente, câmaras como a MKF-6 (fig. 6.38), a bordo do laboratório espacial *Soyuz*, permitiram a captura de imagens de elevada resolução em 6 bandas do espectro do visível e quase infra-vermelho (Chuvieco, 1995). Também a bordo deste laboratório, câmaras como a KFA 1000, com distância focal de 1m e a 351 Km de distância, obtiveram resoluções geométricas entre 5 a 10 m.

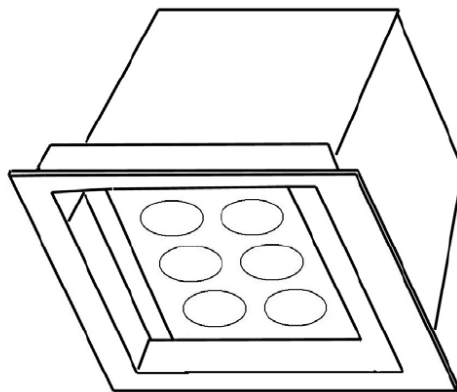


Figura 6.38 “Câmara multi-espectral MKF-6”

Sistemas Vidicon:

O sistema “Return Beam Vidicon (RBV)” era um sensor passivo semelhante a um tubo de uma televisão. Este sensor falhou logo nas primeiras missões ERTS (conhecido posteriormente por LANDSAT) e nunca entrou em uso. Duas câmaras RBV observaram toda a superfície de uma forma quase instantânea, usando filtros coloridos de modo a providenciar bandas espectrais centradas no azul-verde, amarelo-vermelho e vermelho-infra-vermelho, nos primeiros dois satélites LANDSAT.

Uma quarta câmara RBV no LANDSAT-3 era uma versão pancromática (0,505 – 0,750 μm que permitia a obtenção de 4 imagens adjacentes com uma resolução de 30 metros.

Este tipo de sistema tem sido utilizado nos satélites TIROS e LANDSAT, entre outros.

Digitalizadores optomecânicos:

Estes tipos de digitalizadores são instrumentos optomecânicos, onde um elemento óptico, geralmente um espelho rotativo ou oscilante, é usado para direccionar um feixe óptico para os detectores no ângulo apropriado. O eixo de rotação ou de oscilação dos espelhos é paralelo à linha de voo ou à sua órbita.

Como exemplos, o digitalizador da aeronave *Daedalus* usa um sistema rotativo e o satélite LANDSAT utiliza sistemas de oscilação no seu digitalizador multiespectral (MSS) (fig. 6.39).

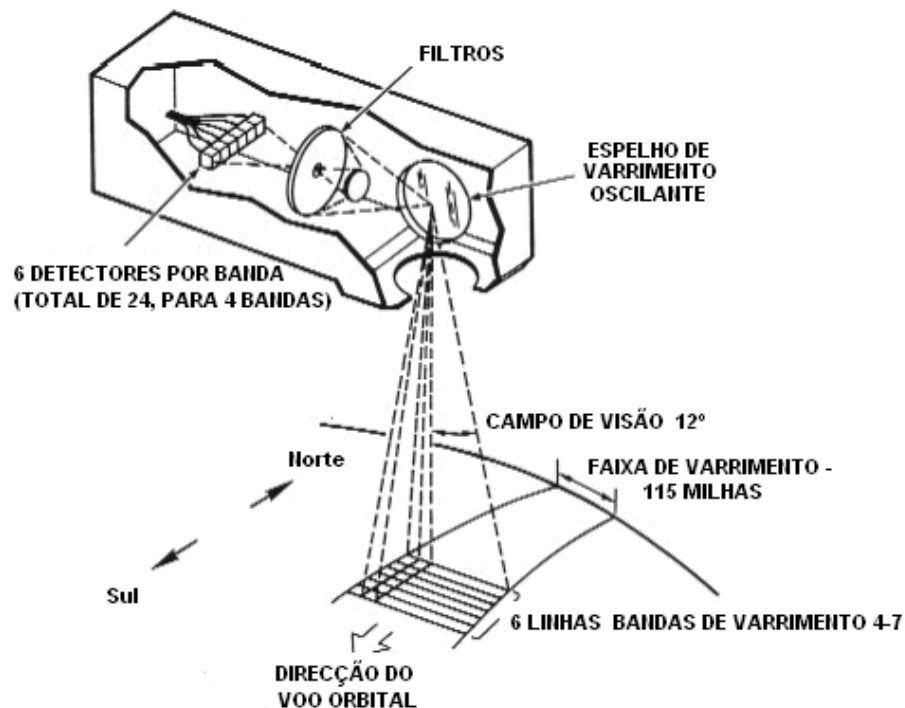


Figura 6.39 “LANDSAT MSS (NASA, 1997)”

O digitalizador multiespectral (MSS) a bordo do LANDSAT consiste num espelho móvel que oscila perpendicularmente á direcção de voo. A radiação recebida é passada a uma série de

detectores que a amplificam e a convertem num sinal elétrico. Este sinal é convertido num valor numérico que pode ser armazenado a bordo ou transmitido para a rede de antenas receptoras existentes na superfície terrestre.

Em resumo, o sensor transforma um sinal analógico, a radiação recebida, num valor digital, gerando imagens digitais. Estes valores de radiação podem ser novamente traduzidos em níveis de radiação, sabendo os coeficientes de calibração do sensor e as condições de aquisição.

O número de atributos dos detectores, que contêm o equipamento de digitalização, é fundamental para perceber as características da imagem resultante.

O sinal enviado pelo sistema óptico para estes sensores, é reamostrado a intervalos regulares, sendo apenas gravado um valor numérico em determinado intervalo de tempo. Esse intervalo reflete-se no tamanho da unidade de informação mínima adquirida pelo sensor: o “*pixel*”, (abreviatura de *picture element* ou elemento da imagem). O sinal detectado por cada pixel tem uma relação direta com o tipo de superfície observada. Se o sinal é originário de uma superfície homogénea, o valor do pixel irá defini-la corretamente; se for heterogénea, o resultado será uma média das características da área observada.

Em muitos sistemas, o sinal recebido é repartido, a bordo, em vários comprimentos de onda, cada dirigido a um tipo especial de sensor ou detector sensível a estes valores de energia. São conhecidos como digitalizadores multiespectrais, uma vez que eles são capazes de detectar a mesma área usando diferentes bandas do espectro. As vantagens deste tipo de digitalizadores, relativamente aos sensores fotográficos simples são (Chuvieco, 1995):

- a) Permitem o alargamento de bandas espectrais detectáveis de comprimentos de onda mais longos que o visível. As emulsões são limitadas entre 0.4 a 0.9 μm , enquanto que os digitalizadores podem ir dos 0.4 aos 12.6 μm , incluindo o infravermelho médio e térmico;
- b) Calibração e correção radiométrica mais simples;
- c) Capacidade para sistematicamente cobrir extensas áreas devido á sua capacidade em transmitir informação em tempo real;
- d) Gravação digital da informação, melhorando o seu armazenamento e permitindo processamento computadorizado.

As desvantagens são a resolução limitada e a necessidade de sistemas específicos de processamento de imagem.

Exemplos destes sistemas são o *Advanced Very High Resolution Radiometer* (AVHRR) a bordo dos satélites TIROS_NOAA e o *Multi-Spectral Scanner* (MSS) a bordo do LANDSAT.

Um sensor multiespectral mais sofisticado, o *Thematic Mapper* (TM), tem vindo a ser adicionado aos satélites LANDSAT-4 até ao LANDSAT-7. Apesar de semelhante ao multiespectral, este consiste em sete bandas com características bem distintas, adicionando capacidades batimétricas, geológicas e térmicas com resolução geométrica melhorada.

Digitalizadores Optoeletrónicos:

Nos sistemas optoeletrónicos, também conhecidos como “*pushbroom*”, o espelho oscilante é eliminado, devido a uma série de detectores que cobrem todo o campo de visão do sensor. Estes detectores são animados pelo movimento orbital do satélite, permitindo a cada instante a observação de uma linha completa, que se move simultaneamente com a plataforma. Os

detectores sólidos que constituem um digitalizador optoeletrónico são apelidados de “*Charge Couple Devices*” (CCD) (fig. 6.40).

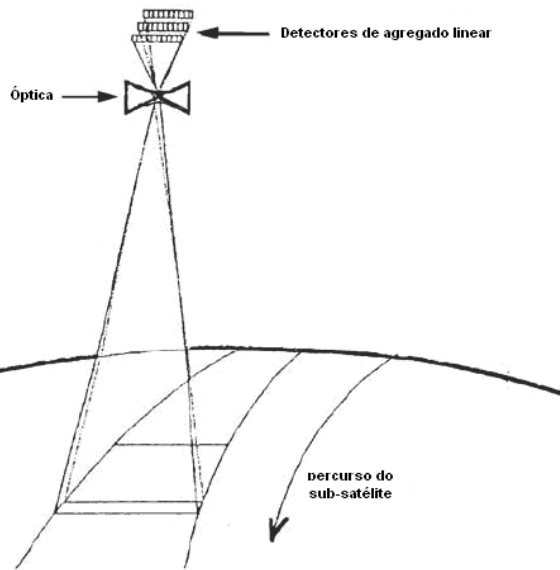


Figura 6.40 “Sistema CCD (Chuvieco, 1995)”

Com este tipo de sensor, a resolução espacial do sistema melhora quando comparada com os digitalizadores convencionais, uma vez que as partes móveis são eliminadas. Também deixa de ser necessária a interrogação pixel a pixel, mas sim linha a linha, tornando o sistema mais eficiente.

Exemplos deste tipo de sistema são o sensor *High Resolution Visible* (HRV) do satélite francês SPOT, o alemão MOMS e os sensores dos satélites indiano IRS-1 e japonês MESSR MOS-1.

Sistemas Radar:

O RADAR (*R*adio *D*etection *A*nd *R*anging) permite obter informação sobre a topografia, relevo, cobertura terrestre e umidade da área a ser observada usando um radiómetro ativo de microondas, que trabalha numa banda espectral entre 0,1 cm e 1 m. São cada vez mais usados devido á sua capacidade de operar em qualquer condição atmosférica e de luminosidade. Existem diferenças importantes entre a forma como uma imagem radar é formada e o que nela é representada quando comparada com imagens ópticas obtidas através de detecção remota. Para interpretar as imagens radar, é necessário perceber a configuração radar, a energia associada a detecção remota por radar, a forma como essa energia interage com as diferentes superfícies e como essa interação é representada na imagem (Davidson, 1997). O princípio de operação do radar baseia-se na emissão de um pulso (feixe) de microondas (rádio) dirigido a um alvo. A energia incidente é retroreflectida pelo alvo em direção ao radar, que mede a intensidade e o tempo entre a emissão e a recepção (distância) (fig. 6.41).

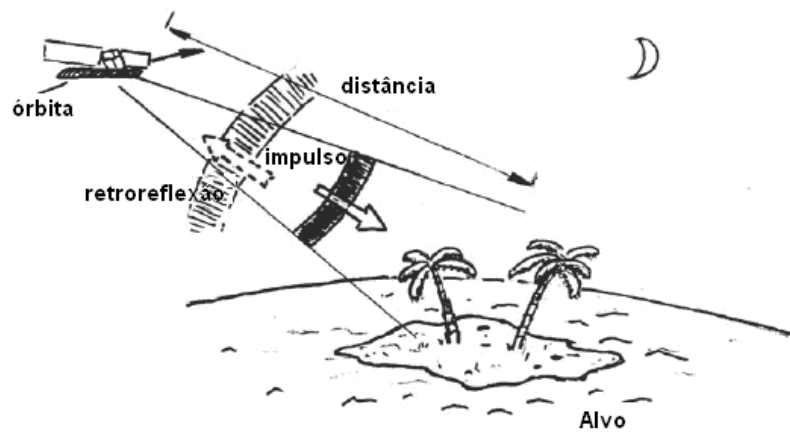


Figura 6.41 “Operação básica do RADAR”

O Radar de Abertura Sintética/*Synthetic Aperture Radar* (SAR) é o tipo de radar mais usado a bordo dos satélites. O seu princípio de funcionamento é baseado no efeito *Doppler*, que afeta as observações efetuadas quando existe movimento relativo entre o objeto (alvo) e o sensor, e é observado nos impulsos emitidos pela superfície terrestre devido às diferentes posições relativas do satélite ao longo da sua órbita. A resolução resultante é equivalente aquela que seria obtida com uma antena de comprimento semelhante à distância entre os pontos extremos de um alvo de onde a energia é retrofletida (fig. 6.42).

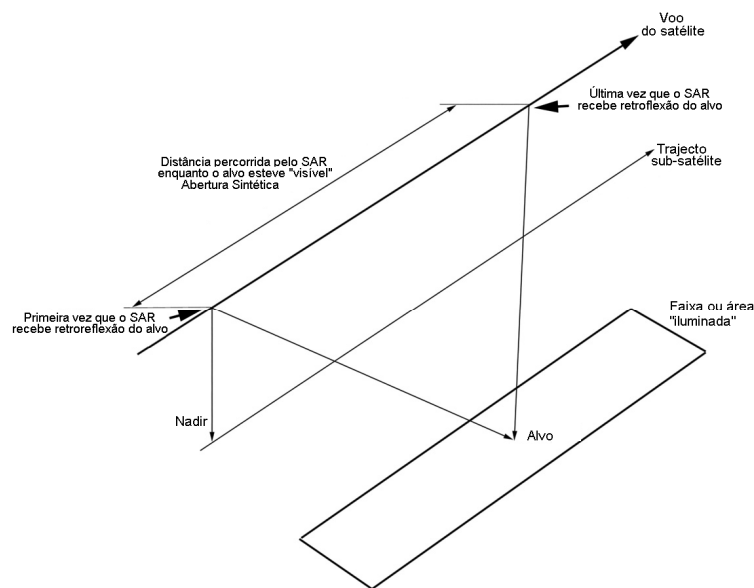


Figura 6.42 “Conceito do RADAR de abertura sintética”

Existem sensores SAR a bordo dos satélites ERS e ENVISAT (Europeus), RADARSAT (Canadiano) e JERS (Japonês).

3.2.3. Estrutura e Suporte de Imagem

Uma imagem é gerada a partir da energia capturada pelo sensor, que a converte num sinal analógico, sendo posteriormente processada e armazenada como um valor numérico. O intervalo

de armazenamento do sinal determina a unidade de informação da imagem. Este segmento mínimo de informação, representado por um único valor digital, é designado como “pixel” (*Picture Element*), e, tal como mencionado anteriormente, depende da resolução geométrica do sensor. O pixel é caracterizado por um número digital/*Digital Number* (DN) resultante da codificação digital da radiação detectada nessa banda.

A imagem numérica é uma matriz de duas dimensões. Em cada pixel P_{ij} (ponto elementar da matriz) existem três valores associados:

- a) A coordenada de linha L_i ;
- b) A coordenada de coluna C_j ;
- c) A medição física feita pelo receptor nesse pixel num determinado comprimento de onda DN_{ij} .

Uma imagem multiespectral é constituída por k matrizes, chamadas de canais ou bandas. Neste caso, a imagem surge como uma matriz tridimensional, incorporando a banda como uma terceira dimensão. Por exemplo, uma imagem multiespectral do MSS LANDSAT possui 4 canais MSS $_k$, onde $k=1, 2, 3, 4$. (fig. 6.43). As intensidades radiométricas de um canal são convertidos em valores numéricos entre 0 e 255, permitindo até 256 valores possíveis. Estes valores são codificados em bytes ou 8 bits.

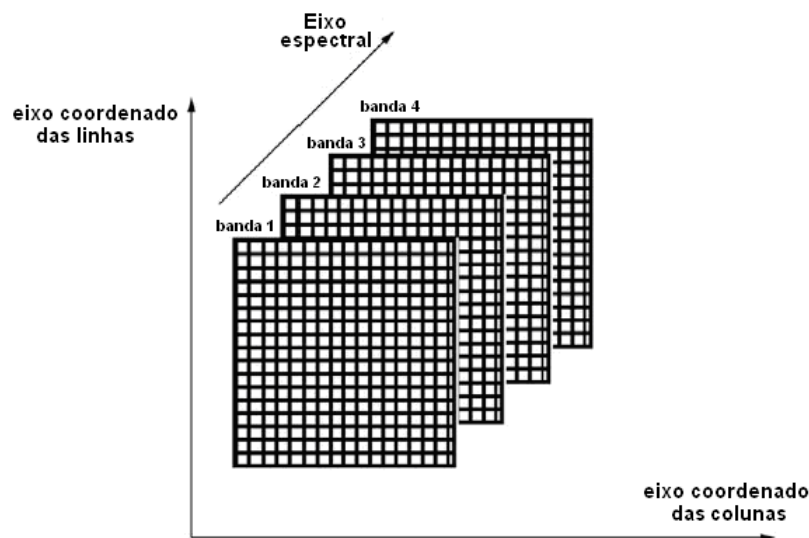


Figura 6.43 “Estrutura do agregado da imagem multiespectral”

O princípio fundamental da visualização de imagens digitais consiste na associação da cor ou dum tom de cinzento a cada valor radiométrico, conservando ao mesmo tempo a representação matricial da imagem. Existem duas visualizações possíveis: a visualização de um canal simples ou a associação de vários canais de modo a obter uma imagem de “falsa” cor. No primeiro caso, a correspondência entre a intensidade (DN) e o tom de cinzento é definido, para que o valor mínimo de intensidade (0) seja atribuído ao preto e o máximo (255) ao branco, atribuindo os valores intermédios aos diferentes tons de cinzento. O histograma de uma imagem numérica é uma representação gráfica da frequência com que cada valor de intensidade radiométrica surge, expressando assim a distribuição dos pixéis como uma função da sua intensidade radiométrica. O histograma permite conhecer a distribuição dos pixéis na imagem entre os valores de 0 e 255.

De forma a melhorar uma imagem digital, é possível modificar a correlação entre os valores numéricos e os tons de cinzento ou de cores. O objetivo é aumentar o contraste geral da imagem. Isto é feito substituindo os valores originais, entre os níveis mínimo e máximo, por valores novos distribuídos por 255 níveis, de forma a usar todos os níveis de cinzento possíveis na visualização. Isto pode ser obtido aplicando uma função linear, adaptando a imagem de acordo com a curva do histograma acumulado ou por outro método viável de distribuição tais como usando exponenciais ou segmentos lineares.

Para visualização a cores, o princípio é semelhante ao preto e branco. As únicas diferenças são as cores associadas a cada valor numérico de cada canal e não a intensidade de cinzento, logo deverá haver uma paleta apropriada de cores definidas. Existem convenções para as combinações de cores para os canais. Por exemplo, as imagens normalizadas do MSS LANDSAT usam o azul para a banda do verde (centrado nos 0.55 μm), verde à banda do vermelho visível (0.65 μm) e vermelho à banda do infravermelho próximo (0.75 μm).

Existem alternativas para o **formato de gravação de imagens**. Geralmente, as imagens contêm um ficheiro cabeçalho, que indica o formato de gravação, o tipo de sensor, localização geográfica da área, data, posição solar, valores de correção e de calibração da imagem. Os formatos mais frequentes são:

BSQ (Banda Sequencial/*Band Sequential*) O DN segue uma ordem sequencial, partindo da origem (linha 1, coluna 1) até ao último pixel da primeira banda, seguindo-se depois as bandas seguintes.

BIL (Banda Intercalada por Linhas/*Band Interleaved by Line*): O DN é ordenado por linhas. Começa-se pela linha da banda 1, depois segue-se a primeira linha da segunda banda e assim sucessivamente. Depois de todas as bandas estarem completas, passa então para a segunda linha da primeira banda, segunda linha da segunda banda, etc...

BIP (Banda Intercalada por Pixel/*Band Interleaved by Pixel*): O formato é semelhante ao anterior, exceto que neste caso o DN é ordenado por pixel. O primeiro pixel é gravado na origem de cada banda, depois o segundo pixel e assim sucessivamente.

O **suporte de imagens disponível**, que requer o negativo ou o positivo do filme ou da página fotográfica, varia de acordo com o programa espacial. O negativo é o produto mais versátil, uma vez que permite a produção de todas as ampliações consideradas necessárias na escala desejada. O positivo é muito útil para reproduções fotográficas e para impressões da imagem. O papel é o suporte analógico mais comum, uma vez que garante a interpretação direta de imagens de alta qualidade. No entanto, a escala em que é representado é rígida. A imagem nos filmes negativos do LANDSAT TM (23 x 23 cm) possuem uma escala de 1:500000, enquanto que outros programas oferecem escalas de 1:1000000, ampliações adicionais pode ser obtidas em papel em escalas de 1:250000 ou 1:100000.

Atualmente, os suportes digitais tais como discos compactos (CD) ou memórias sólidas são os mais comuns.

3.2.4. Fundamentos de Interpretação e Processamento

A interpretação de uma imagem resume-se a técnicas necessárias para definir, reconhecer e identificar objetos ou fenómenos numa imagem e interpretar o seu significado. De forma a levar a cabo estas tarefas, deverá ser reservado parte do trabalho de preparação para definir os parâmetros e métodos a usar.

A escala é um dos primeiros parâmetros a definir, e está relacionado com os objetivos mencionados anteriormente. A escala define a unidade mínima de informação que deverá ser incluída no mapa, denominado a “Unidade Mínima Cartográfica/*Minimum Cartographic Unit* –

(MCU)”. É recomendável que a MCU não seja menor que 4 mm^2 na escala do mapa. No entanto, a definição de escala deverá estar diretamente relacionada com o tipo de sensor usado. De acordo com as orientações da Associação Cartográfica Internacional, as escalas mais adequadas para os diferentes sensores são:

LANDSAT – MSS	1:200 000
LANDSAT – TM	1:100 000
SPOT – HRV	1:50 000

Na interpretação de imagens, deverá ser tido em consideração o seguinte:

- **Sistema Sensor - plataforma:** O tipo de sensor mais apropriado depende do objetivo e do nível de exatidão requeridos para o projeto, i.e. mapas globais (planisférios) serão levados a cabo com sensores de baixa resolução espacial (NOAA AVHRR ou SAC-C MMRS) enquanto que aqueles que necessitam de uma escala maior usarão sensores que oferecem maior detalhe espacial (LANDSAT TM ou SPOT HRV). No entanto, noutros casos, a resolução espacial é secundária quando comparada com a resolução temporal ou espectral. Se o fenómeno a estudar é muito dinâmico, tal como por exemplo os derrames de crude no mar, será mais adequado o uso de sensores de resolução temporal mais elevada, apesar de sacrificar a exatidão espacial. Noutros projetos, tais como nos estudos da cor do oceano através de sensores ópticos, a resolução espectral será mais importante.
- **Captura de Imagem:** O momento mais adequado para a aquisição de imagens será quando o fenómeno a estudar possuir ou atingir a sua discriminação máxima, evidenciando-se de outros com comportamento espectral semelhante, i.e. áreas ribeirinhas com grandes amplitudes de maré ou praias extensas deverão ser observadas durante a baixa-mar de modo a otimizar a detecção de detalhes costeiros, daí que o planeamento deverá ter em consideração as previsões de maré locais.
- **Suporte de imagem:** A seleção do tipo de meio, no qual a interpretação da imagem será efetuada, depende das técnicas a aplicar. Se se considerar uma análise visual, três aspectos principais deverão ser contemplados: o material de suporte da imagem, a escala e o número da banda ou das bandas selecionadas. Papel ou filme fotográfico é o ideal para interpretação analógica (visual), enquanto que suportes digitais tais como CD-ROM's ou DVD's são mais apropriados para processamento digital. Adicionalmente, o número ideal de bandas para um projeto depende do fenómeno a ser mapeado ou monitorizado.
- **Seleção do método de análise:** os métodos de análise podem ser visuais ou digitais. Cada um possui as suas vantagens e desvantagens. A interpretação visual requer menos meios que a interpretação digital. No entanto, o processamento digital apresenta custos unitários menores em áreas grandes, enquanto a interpretação visual segue custos lineares.

Resumidamente, em trabalhos complexos os resultados de ambos os métodos são aceitáveis, apesar de os métodos digitais estarem a ganhar importância devido às vantagens do processamento de imagem através de computadores e *software*.

A **interpretação visual de imagens** obtidas por detecção remota é baseada em capacidades utilizadas na interpretação clássica de fotos aéreas. A interpretação de imagens VIR e SAR são similares sendo ambas interpretadas da mesma forma. Quando são empregadas imagens SAR, as propriedades únicas das imagens radar deverão ser lembradas e incorporadas no processo de interpretação.

Os elementos mais usados na interpretação visual são:

- **Escala:** É a relação entre as dimensões lineares na imagem e no terreno.

$$\boxed{S = \text{Imagem} / \text{Terreno}}$$

Geralmente, a escala (**S**) é expressa como uma divisão, com um numerador igual a “1” e um denominador “**D**”.

$$\boxed{S = 1 / D}$$

- **Forma e tamanho:** Forma e tamanho estão diretamente relacionados com a escala. A forma refere-se à forma espacial de um objeto ou à área, podendo ajudar a distinguir características naturais e antropogénica.

A dimensão de uma determinada característica pode ser útil na sua distinção entre outras, em termos relativos. A escala é um fator que, influencia o tamanho de um objeto ou característica presente na imagem. Forma, tamanho e escala são fundamentais na definição de padrões.

- **Tom:** O tom refere-se à intensidade da energia recebida pelo sensor numa determinada banda do espectro. Num produto fotográfico, pixéis com tons mais escuros indicam áreas onde o sensor detectou um sinal baixo (fraco), enquanto que as áreas claras são as de valores de radiação mais elevados.

Nas imagens radar, os tons resultam da diferente refletividade dos alvos, as variações de tom são geralmente uma função da intensidade da retroreflectividade do terreno, i.e. superfícies mais macias aparecem mais escuras porque funcionam como um refletor “especular” com a energia sendo refletida para longe do sensor.

- **Cor:** Em imagens VIR, a cor é uma consequência da refletividade seletiva do objeto, para diferentes comprimentos de onda. Essas superfícies com uma refletividade elevada nos comprimentos de onda visíveis mais curtos e baixa nos restantes aparecem a azul, enquanto que os que absorvem os comprimentos mais curtos e refletem os longos aparecem a vermelho. Se o sensor capturar informação nas bandas do azul, verde e vermelho, pode ser obtida uma composição na cor natural.

As imagens SAR possuem apenas informação numa única banda espectral, sendo visíveis em tons de cinzento.

- **Textura:** Textura é a frequência de alteração do tom ou da cor. Refere-se á rugosidade aparente ou suavidade da região da imagem, representando o contraste espacial entre os elementos que a compõem.

A textura da imagem vem da relação entre o tamanho dos objetos e a resolução do sensor. Geralmente, a textura é classificada como grosseira, média e fina. Em imagens SAR, pode ser classificada como suave, fina, áspera, linear ou com pequenas inclusões de outras características.

O contraste é a relação entre áreas claras e escuras ou a relação do tom entre um objeto e os que o rodeiam.

- **Sombra:** Geralmente, a sombra relaciona a dimensões do objeto (principalmente a sua altura) com o ângulo de incidência da energia (Sol ou feixes). Em imagens SAR, as sombras indicam o tipo de relevo. O comprimento da sombra pode ser usado para estimar

a altura, enquanto que a sua projeção indica a sua forma espacial. Finalmente, a interpretação visual pode ser levada a cabo avaliando todos os parâmetros mencionados anteriormente e comparando as características dos objetos identificados com padrões bem conhecidos (i.e. cobertura terrestre, rede de drenagem e infra-estruturas urbanas, etc.).

O processo de identificação ou de tentativa de identificação de objetos através de contextualização local ou regional chama-se associação. Por exemplo, paisagens terrestres e características do Oceano Antártico tendem a formar associações através de relações naturais e processos bem conhecidos (i.e. camadas finas de gelo, fraturas e formas glaciares).

- **Padrão:** O padrão representa a ordem com que uma determinada característica se arranja ou repete espacialmente. Espaçamento, densidade e orientação são indicativos do padrão; por exemplo a rede fluvial está relacionada com o relevo, o padrão detrítico é representativo de uma área ondulada (montes, montanhas), enquanto que padrões entrelaçados representam áreas planas.

3.2.5. Pré-processamento de imagens e informação complementar

As imagens satélite, obtidas por terceiros, devem ser processadas pela instituição que as adquiriu de forma a padronizar os produtos disponíveis. Um tratamento base é efetuado, a pedido do cliente, mas podem ser aplicados adicionalmente outros tratamentos opcionais melhorando a geometria e a radiometria do produto, adaptando-o melhor aos objetivos da sua futura aplicação.

O tipo de processo e a sua denominação são característicos de cada sistema. Geralmente, está organizado numa cadeia hierárquica progressiva de correções, dado que cada nível inclui os anteriores enquanto vai adicionando outro. Por exemplo, existem diferentes níveis de tratamento para os produtos HRV SPOT (fig. 6.44):

Nível 1A: Nível básico para todas as imagens, onde foi realizada uma calibração de sensores em cada banda espectral. Não há correção geométrica. Estas imagens são usadas em estudos radiométricos de elevada sensibilidade.

Nível 1B: São corrigidas deformações sistemáticas causadas pela rotação terrestre, efeitos panorâmicos, efeito de deriva e ângulos de incidência. Existem correções para a origem geométrica, mas que podem influenciar a radiometria, uma vez que é executada a reamostragem.

Nível 2: São executadas correções geométricas e de localização recorrendo a informação interna e externa. A informação interna emprega: informação da órbita corrigida, geometria do campo instantâneo de observação (IFOV) e altitude corrigida do satélite. A informação externa é: parâmetros do sistema de representação, altitude média retificada e as coordenadas dos pontos de controlo no terreno (GCP).

Existem dois sub-níveis, em função do uso ou não dos GCP:

Nível 2A: São executadas correções bidimensionais de modo a transferir a imagem para uma determinada projeção cartográfica (Mercator, Mercator Transversa, Lambert, etc. – ver capítulo 2). É usada informação sobre altitude do satélite e geometria do IFOV, sem recurso aos GCP.

Nível 2B: A correção geométrica recorre aos GCP, obtendo uma maior precisão quando comparada com o nível 2A.

Nível 3: São consideradas as deformações geométricas produzidas pelo relevo. Requer informação dos Modelos Digitais de Terreno. A exatidão da posição é da ordem dos 0.5 pixéis. Como resultado é obtido um ortomorfismo.

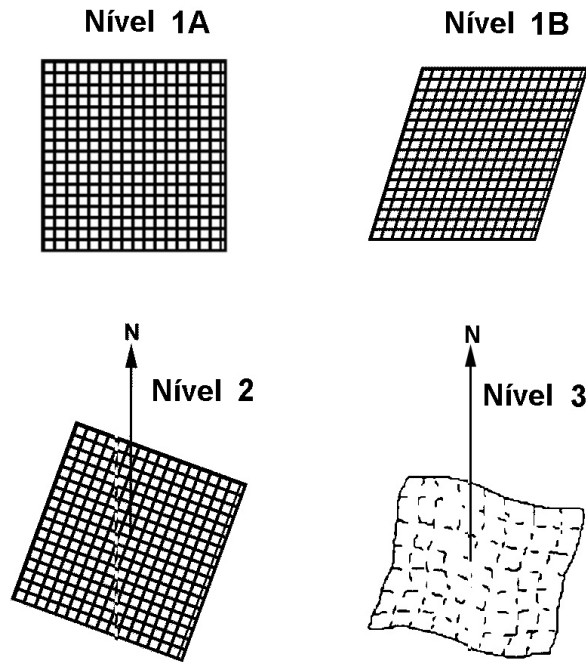


Figura 6.44 “níveis de processamento da imagem SPOT (adaptado de GDTA, 1993)”

Informação complementar

O processamento das imagens requer o uso de informação complementar para as correções geométricas e preparação do produto cartográfico final. A georreferenciação pode ser efetuada sem os GCP, mas o posicionamento é apenas relativo. o recurso aos GPC será obrigatório caso seja necessário “ligar” o produto a um sistema de posicionamento.

Os GCP são pontos cujas coordenadas são previamente conhecidas e claramente identificados na imagem. São usados para definir as equações de transformação de coordenadas a partir da imagem para os sistemas geodésicos de referência e projeções cartográficas. Podem ser obtidos a partir de documentos cartográficos (cartas) ou trabalhos topográficos feitos no terreno. Em certos casos, podem ser instalados *transponders* (equipamentos que emitem um sinal rádio) cujos sinais podem ser facilmente identificados nas imagens, possibilitando assim a georreferenciação em áreas com poucas referências naturais e/ou artificiais.

Pode ser usada informação cartográfica adicional (tipo de costa, obstáculos à navegação, detalhes costeiros e urbanos, infra-estruturas portuárias e rodoviárias) na interpretação da imagem ou para melhorar o produto final. Esta informação pode ser obtida a partir da digitalização de cartas, bases de dados georreferenciadas (GIS) ou levantamentos complementares.

3.2.6. Processamento de Imagem

As imagens satélite apresentam distorções geométricas e radiométricas, dependentes do tipo de sensor, da plataforma e das condições de captura. Em aplicações hidrográficas, é usada frequentemente informação oriunda de múltiplas fontes. Por isso, de forma a padronizar, poder comparar e integrar com outra informação, deverá ser normal o procedimento de retificação e de restauração das imagens.

A completa correção de uma imagem envolve o processamento inicial da imagem bruta de forma a eliminar as distorções geométricas, a calibração radiométrica e a redução do ruído. Quando são usadas imagens de diversas fontes, (i.e. LANDSAT TM, SPOT PAN, etc.), os processos de correção geométrica, retificação, calibração radiométrica e melhoramento são requisitos prioritários para a fusão das imagens e assegurar a compatibilidade, pixel a pixel. O

melhoramento radiométrico é tão importante como a integridade geométrica em todos os aspectos de mapeamento com imagens, uma vez que a qualidade do resultado da imagem final depende da precisão da correção geométrica de cada imagem (Pohl, 1996). A este detalhe deverá ser dada particular consideração uma vez que é bastante frequente o emprego de imagens em mosaico para completar diferentes sectores das cartas.

Tratamentos Geométricos

As distorções geométricas podem ser classificadas como sistemáticas (previsíveis e corrigíveis) e acidentais (aleatórias). Os erros sistemáticos são recuperados mais facilmente aplicando formulário derivado da modelação das fontes de distorção. Os erros acidentais são corrigidos aplicando polinómios com GCP convenientemente distribuídos na imagem.

As correções geométricas podem ser agrupadas nos seguintes processos:

Co-registo: é o ajuste de uma imagem tendo como referência uma outra, usando uma transformação polinomial entre os pontos comuns a ambas. É usado quando se comparam dois conjuntos de dados, sem utilizar a projeção cartográfica (posicionamento absoluto).

Georreferenciação: consiste na atribuição de coordenadas aos pixéis da imagem através da definição das equações de transformação.

Geocodificação: envolve a passagem da imagem para o mapa, através da aplicação das equações de transformação. A imagem começa como uma carta, onde cada pixel tem o seu par de coordenadas geográficas. A geocodificação é primordial na integração de imagens de diferentes fontes, permitindo a obtenção da compatibilidade integral de toda a informação em cada pixel.

Ajuste Polinomial

A retificação polinomial é um método relativamente simples de correções geométricas das imagens. Consiste na transformação das imagens originais com base num grupo de pontos apropriadamente distribuídos cujas coordenadas são conhecidas. É necessário que esses pontos tenham coordenadas nos dois sistemas: Originais (x e y) e finais (X e Y).

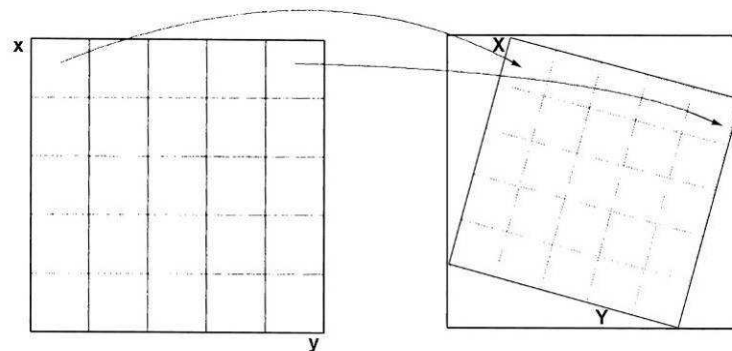


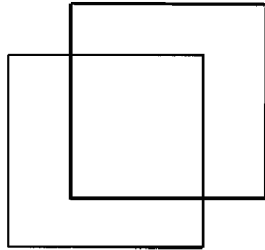
Figura 6.45

O número de pontos bem conhecidos reflete a ordem do polinómio a usar. Com o aumento da ordem, aumenta o número de pontos conhecidos necessários. É produzido um sistema de equações cujos coeficientes são obtidos através do método de mínimos quadrados.

Um polinómio de primeira ordem (linear) requer 6 pontos cujas coordenadas são bem conhecidas. Corrige a translação, rotação, escala, inclinação, distorção de perspectiva e oblíqua na imagem (fig. 6.46).

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y$$

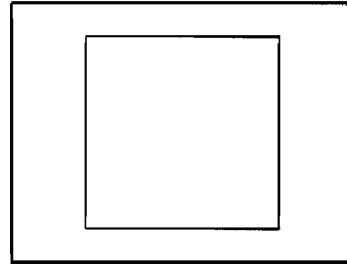
$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y$$



Translação

$$X = a_0 + x$$

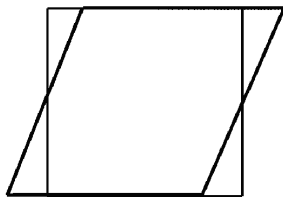
$$Y = b_0 + y$$



Mudança de escala

$$X = a_1 x$$

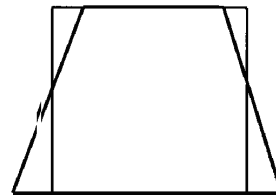
$$Y = b_2 y$$



Inclinação

$$X = x + a_2 y$$

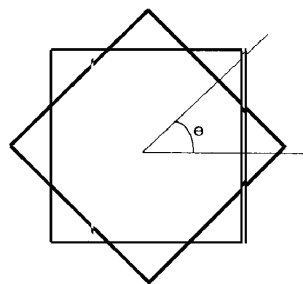
$$Y = y$$



Perspectiva

$$X = a_3 x y$$

$$Y = y$$



Rotação

$$X = a_1 x + a_2 y$$

$$Y = b_1 x + b_2 y$$

$$a_1 = b_2 = \cos \theta$$

$$a_2 = -b_1 = \sin \theta$$

Figura 6.46

Um polinómio de segunda ordem requer 12 pontos bem conhecidos. Adiciona a torção e os parâmetros de convexidade.

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y + a_3 x^2 + a_4 xy + a_5 y^2$$

$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y + b_3 x^2 + b_4 xy + b_5 y^2$$

A imagem original pode ser transformada aplicando estas equações resultando numa imagem ajustada.

A aproximação polinomial apenas corrige a imagem localmente, uma vez que depende da distribuição dos pontos e da sua exatidão. Geralmente assegura uma imagem correta numa superfície plana, mas não é muito útil em áreas muito acidentadas.

A eficiência dos ajustes vem da avaliação dos desvios. O indicador mais usado é o erro médio quadrático (RMS). A atribuição do número digital (DN) apropriado à nova posição (X e Y) do pixel pode ser feita seguindo diferentes algoritmos: vizinhança mais próxima, interpolação bilinear e convolução cúbica.

A “vizinhança mais próxima” atribui a cada pixel a imagem transformada do DN do pixel mais próximo da imagem original. É a solução mais rápida, mas algumas características lineares (estradas, margens de rios, etc.) podem aparecer como linhas fraturadas na imagem transformada.

A interpolação bilinear calcula a média ponderada dos quatro pixéis mais próximos. Aqui, a distorção das características lineares é pequena mas o contraste espacial é reduzido.

A convolução cúbica considera o DN dos 16 pixéis mais próximos. Produz uma melhor transformação da imagem mas requer uma capacidade de cálculo bastante considerável.

Em resumo, a escolha do método depende do uso final e do objetivo do projeto, das capacidades de processamento disponíveis (*hardware*, *software*) e dos GCP disponíveis. O processamento também depende da origem das imagens. O processamento de uma imagem VIR é diferente do processamento de uma imagem SAR.

Efeitos geométricos nas imagens VIR

Geralmente, as imagens ópticas são mais distorcidas pelos processos de obtenção de imagem do que pelas características físicas da cena. Para alguns sensores, tais como os do TM LANDSAT, a forma e o movimento de rotação terrestre são fatores importantes a considerar durante a correção de imagens.

Para a geocodificação, tal como descrito no § 3.3.4, as coordenadas de pontos bem conhecidos são uma necessidade e, geralmente, um ajuste por meio de polinómios é benéfico.

Efeitos Geométricos em imagens SAR

O SAR é um sistema muito sensível aos aspectos geométricos e físico-químicos do alvo. O SAR emite um feixe de energia que atinge a superfície do alvo lateralmente, criando uma geometria particular com as imagens (fig. 6.47) o que pode ser resumido nos termos seguintes:

- Altitude: Distância entre o satélite e o seu ponto projetado na superfície terrestre;
- Nadir: Intersecção da vertical do satélite com a superfície terrestre;
- Azimute: Direção, relativamente ao Norte, da trajetória do ponto nadir do satélite ao longo da superfície terrestre;
- Vetores de alcance: Vetores que ligam o SAR ao terreno, correspondendo a cada medição de distância obtida num único impulso transmitido;
- Alcance oblíquo: A distância do sensor ao alvo medida obliquamente;

- Direção do alcance: Direção perpendicular ao azimute;
- Alcance no terreno: O alcance oblíquo projetado na superfície terrestre;
- Ângulo incidente: O ângulo entre o vetor de alcance do radar e a vertical do lugar;
- Ângulo incidente local: Ângulo entre o vetor de alcance do radar e a normal á superfície de cada elemento do terreno.

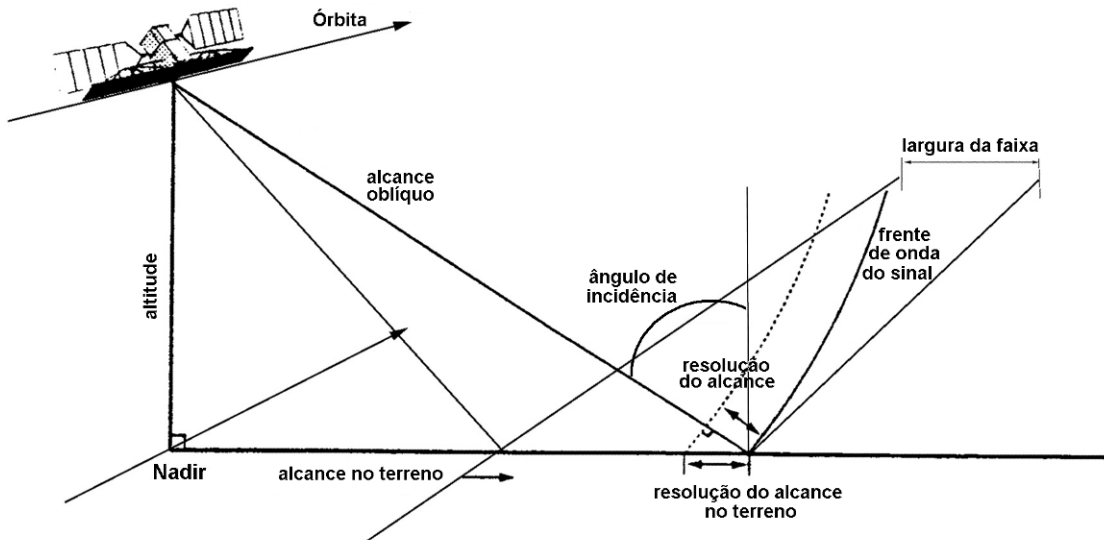


Figura 6.47 “Geometria das imagens SAR (adaptado de Raney, 1992)”

O parâmetro principal é o ângulo incidente local (Fig. 6.48). Pode ser observado que a geometria da interação sinal/alvo é uma função da inclinação do terreno causando várias distorções que se diferenciam de uma projeção ortogonal.

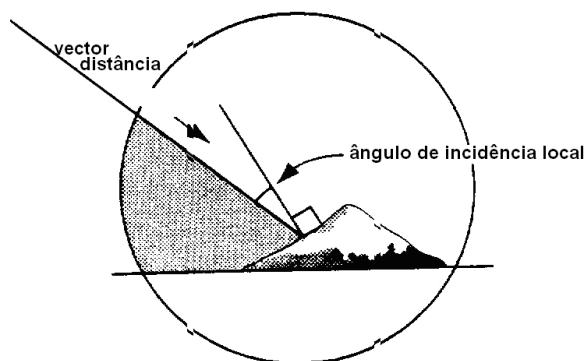


Figura 6.48 “Ângulo de incidência local (adaptado de Raney, 1992)”

As distorções principais são conhecidas como efeitos de “encurtamento/foreshortening”, “sobreposição/layover” e “sombra/shadow” (fig. 6.49). O efeito de encurtamento ocorre quando o ângulo incidente local é menor que o ângulo de incidência mas maior que zero. Esta distorção produz um efeito que faz com que a inclinação observada apareça como que encurtada e inclinada na direção do sensor. No caso de ângulos de incidência menores ou relevo muito acentuado, o

sinal do radar é refletido pelo pico da montanha antes de ser refletido pela base, produzindo um efeito de sobreposição. Nestes casos, o ângulo de incidência local é maior do que o de incidência.

A sombra ocorre nos declives que não são iluminados pelo sinal do radar. Estas áreas aparecem muito escuras (sem informação) nas imagens.

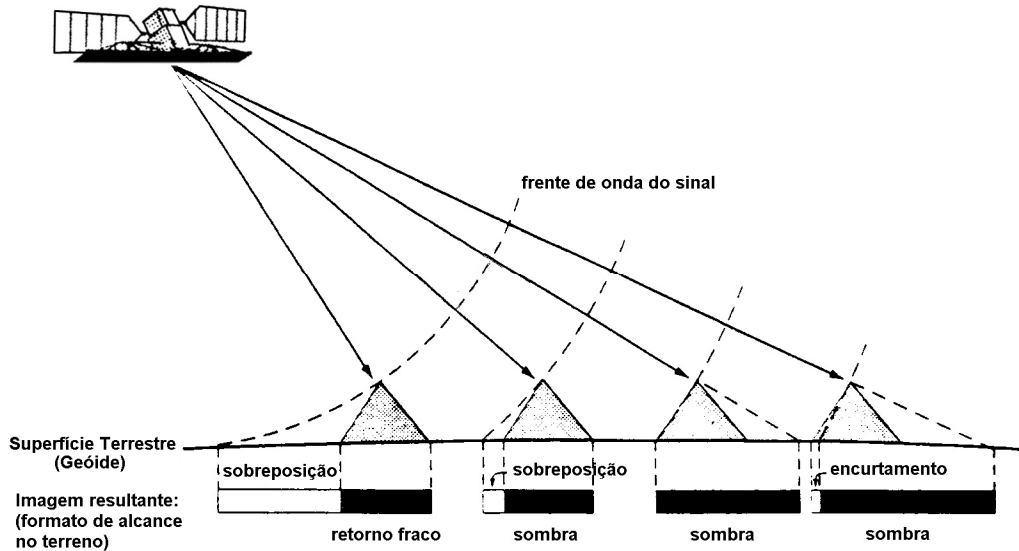


Figura 6.49 “Distorções devido ao relevo (adaptado de Lillesand e Kiefer, 1987)”

Tratamentos radiométricos

Estas técnicas são úteis para melhorar a radiometria, de modo a que as características de interesse apareçam claramente e sejam mais fáceis de interpretar. São métodos adicionais àqueles previamente mencionados e ajudam à interpretação topográfica. Um método comum envolve a manipulação de dados estatísticos da imagem, representados por um histograma, que detalha a frequência espectral para cada banda da imagem.

De forma a melhorar a interpretação da imagem, é modificada a associação entre os valores numéricos e o alcance do cinzento ou da cor com a intenção de aumentar o contraste global da imagem. Isto é equivalente a alterar os valores digitais para o mínimo (MIN) e para o máximo (MAX) com novos valores distribuídos por todos os 255 níveis possíveis de cinzento. A distribuição pode ser executada de várias formas, sendo a mais frequente a linear, que redistribui linearmente de 0 a 255 os valores entre o MIN e o MAX (fig. 6.50).

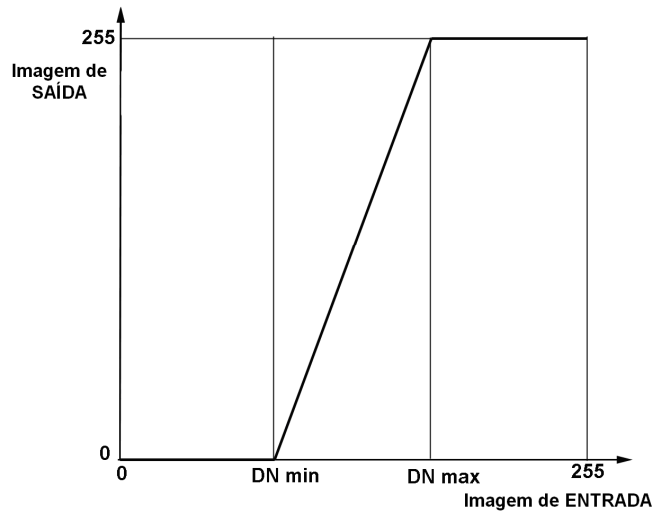


Figura 6.50

Outra forma de auxiliar a interpretação de imagens é aplicando filtros espaciais. Os filtros espaciais são usados para selecionar ou mascarar um conjunto de valores, dentro da escala dos valores digitais.

Estes filtros suprimem certas frequências, dependendo do tipo de filtro usado. O filtro passa-baixo reduz o número de DN's numa área, reduzindo detalhes e suavizando o aspecto geral da imagem. O filtro passa-alto melhora o gradiente do DN, i.e. os limites que são usados para melhor detectar as estradas, rios, etc. O filtro ideal é um que suavize homogeneamente a área e ao mesmo tempo preserve os limites e a textura. Deverá manter a média aritmética e diminuir o desvio padrão.

Em imagens SAR, são exemplos de filtros passa-alto os filtros adaptativos que são usados para minimizar o efeito granulado “*speckle*”. Recentemente, tem havido desenvolvimento de diferentes algoritmos: Lee, Kuan, Frost e Gamma MAP.

Em resumo, os filtros, usados com cuidado e cautela, são importantes para melhorar a observação das características e podem contribuir para a interpretação topográfica.

Distorções radiométricas em imagens VIR

As fontes de distorção radiométrica são a atmosfera (devido à dispersão e aos efeitos de absorção), o sensor e a iluminação solar. Estes efeitos são descritos em detalhe por Lillesand e Kiefer (1994) e Richards (1986).

Entre os diferentes componentes da atmosfera, o efeito do vapor de água na forma de nevoeiro pode ser reduzido aplicando uma modificação no histograma. Um problema frequente é a presença de nuvens que reduzem a informação detectável em imagens ópticas. Áreas cobertas por nuvens apresentam DN's centrados em valores muito altos (branco, quase 255) com os limites muito difusos e cinzentos. As suas sombras são também detectáveis com DN's muito baixos.

Normalmente, as distorções radiométricas criadas pelo sensor são pequenas quando comparadas com as influências atmosféricas. As distorções mais importantes são as geradas pelos próprios detectores, que se manifestam na forma de faixas. É um efeito recorrente que pode ser removido depois da interpretação ou processamento da imagem (Crippen, 1989).

A correção para diferentes iluminações solares requer um quociente entre bandas. Esta correção não é normalmente aplicada uma vez que a iluminação solar produz um efeito que facilita a interpretação visual para atualização cartográfica.

Distorções radiométricas em imagens SAR

As imagens SAR têm características próprias que requerem um tratamento e calibração específicos. Estas características estão relacionadas com o efeito granulado “*speckle*”, o processo baseado em múltiplas observações, o número de DN e correções radiométricas específicas.

O “*speckle*” é um fenómeno que ocorre em imagens radar. Resulta da interferência de vários refletores individuais no feixe. A energia retrodifundida representada num pixel é formada a partir das contribuições de um número maior de refletores individuais, tais como árvores ou folhas da vegetação.

As interferências das ondas rádio que retornam ao SAR produzem variações no nível de cinzento dos pixels vizinhos, criando uma aparência granulada na imagem. O fenómeno “*speckle*” ocorre em sistemas ativos que usem ondas coerentes e limita a resolução das imagens SAR (Hoeckman, 1990, Schumann, 1994).

Uma vez que é um efeito aleatório, não pode ser eliminado na sua totalidade. O impacto pode ser diminuído usando vários procedimentos que reduzem a resolução espacial.

O processo que se baseia em observações múltiplas (**processamento multi-observação/ *multi-look processing***) é um tipo de processamento de sinal radar empregue na redução do efeito “*speckle*”. Pode ser obtido processando o sinal de modo a obter imagens resultantes de observações independentes com baixa resolução, identificá-las e depois suavizar a potência da imagem (brilho) de forma a criar uma imagem multi-observação ou processando a informação para resolução máxima e suavizar espacialmente a imagem desenvolvida. O ratio sinal / ruído contido na imagem é preservado no processamento multi-observação. O processamento multi-observação requer *hardware* e *software* especiais, sendo por isso realizado nas estações receptoras.

A faixa de valores do DN de um pixel depende do alcance dinâmico da assinatura radar e da codificação digital usada para criar a imagem. Geralmente a informação SAR é distribuída com pixels de 32 ou 16 bits. No entanto, muitos pacotes de *software* só conseguem lidar com 8 bits. Os sistemas de 16 ou 32 bits requerem grandes capacidades de armazenamento bem como de processamento. Outras condições (resolução do olho humano, do monitor ou da impressora, etc.) tornam mais conveniente a transformação final para 8 bits, mas distribuídas ao longo de 255 níveis de cinzento. Este processo de conversão é chamado de dimensionamento/*scaling*.

Frequentemente, são necessários melhoramentos radiométricos adicionais de modo a usar todos os níveis (0 a 255). Este processo chamado alongamento ou “*stretching*” aumenta o contraste da imagem permitindo uma melhor detecção de diversas características.

Particularmente, podem ser aplicados dois tipos de processamento radiométrico para a **calibração de imagens SAR**:

- Calibração absoluta: Estabelece uma relação entre o DN na imagem SAR e a retrodifusão do alvo, independentemente do tempo. É usado quando o DN é comparado entre duas imagens, por exemplo na definição da espessura (idade) do gelo, efeitos ambientais, etc.
- Calibração relativa: Estabelece a mesma relação entre o DN e a retrodifusão, mas apenas dentro da imagem. O resultado é um alvo que possui o mesmo brilho independentemente de onde a imagem SAR é obtida.

Normalmente, a calibração radiométrica é levada a cabo nas instalações onde a informação é recolhida.

3.2.7. Altimetria

A informação altimétrica terrestre e costeira é extraordinariamente importante para o hidrógrafo. A descrição do relevo facilita a compreensão da topografia costeira, ilhas, portos e infra-estruturas, etc.

Os sistemas de satélites de elevada resolução permitem a representação do relevo através de diversas maneiras. Presentemente, a representação cartográfica do relevo tem sido geralmente feita através de modelos numéricos (Modelos Numéricos Terrestres/*Terrain Numeric Model* TNM) e das suas versões digitais (Modelo Digital de Elevação ou Modelo Digital de Terreno/ *Digital Elevation Model* DEM ou *Digital Terrain Model* DTM).

Têm sido desenvolvidos procedimentos de forma a processar diversos tipos de informação (fotografia espacial, sensores VIR, SAR, altímetros) com diferentes formatos (analógico, digital) e para diferentes métodos (*shadowing*, estereoscopia, interferometria, polarimetria), tirando vantagem das diferentes características dos sensores e das imagens (geometria, radiometria, fase) e aplicando diversos tipos de tecnologias (analógica, analítica, digital) e de processamento (interativo, automático).

Entre os métodos, os estereoscópicos têm sido os que mais se desenvolveram para aplicações cartográficas (§ 3.1).

Aproveitando os recentes avanços na visão estereoscópica computadorizada, têm sido alcançados consideráveis avanços na estereoscopia por satélite. Adicionalmente, a imagem radar estereoscópica tem tido um importante incentivo nos últimos 20 anos.

Desde o lançamento do ERS-1 foram desenvolvidas técnicas de interferometria usando modelos paramétricos. Com o início do RADARSAT-1 em 1995, a radiogrametria foi consolidada entre as diferentes metodologias para aplicações altimétricas, usada por si só ou complementada com imagens VIR (Toutin, 2000).

- **Métodos estereoscópicos**

Os métodos estereoscópicos são procedimentos similares aos usados em fotogrametria aérea (§ 3.1.7), onde duas imagens são usadas para construção de um modelo tridimensional.

Um restituidor permite a medição das características usando duas marcas variáveis (uma para cada par estéreo de imagens), o que permite a fusão das imagens de modo a produzir coordenadas cartográficas 3D (Toutin, 1995).

O processamento de uma par estéreo requer o uso de equipamento de restituição digital e *software* específico. Atualmente, existem sistemas compactos baseados em computadores pessoais que permitem a restituição de diferentes tipos de imagens digitais (aéreas, espaciais, VIR, SAR) (fig. 6.51).

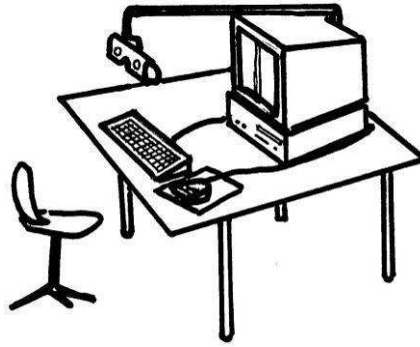


Figura 6.51 “Esquema duma *stereo-restituidor digital*”

Existem várias combinações para capturar ambas as imagens, que podem ser obtidas em passagens de direção igual ou contrária, diversos ângulos de incidência, etc. O sistema HRV-SPOT possui um dispositivo móvel instalado num equipamento óptico que facilita a observação das mesma área em passagens sucessivas (Fig. 6.52).

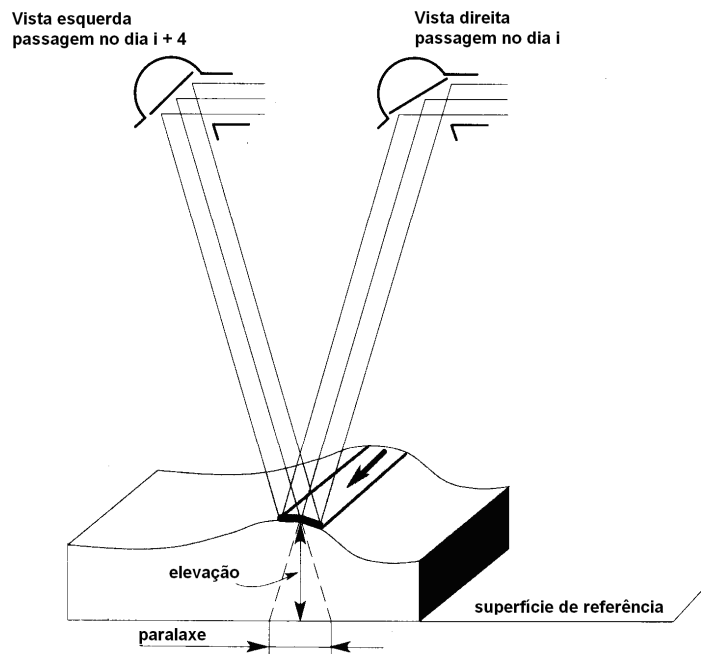


Figura 6.52 “Aptitude estéreo do SPOT HRV”

O sistema MOMS permite a captura de imagens dentro da mesma passagem ou ciclo através de câmaras apontadas para três diferentes direções: frente, trás e nadir. As imagens são obtidas com intervalos de 20 segundos a partir de três pontos diferentes (Fig. 6.53).

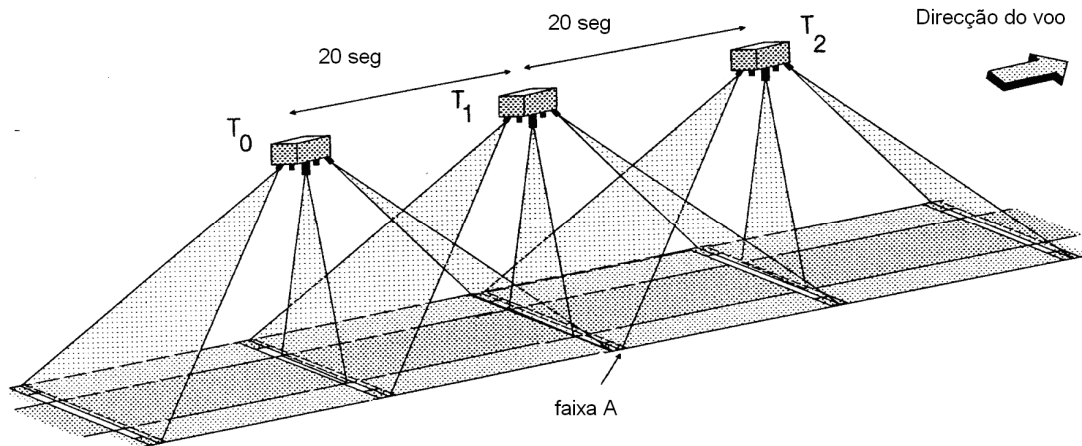


Figura 6.53 “Geometria estéreo do MOMS-02 (Dara, 1994)”

Outro exemplo é o novo HRS (Estereoscópio de Alta Resolução/*High Resolution Stereoscopic*) a bordo do SPOT-5, que possui dois telescópios “olhando” para a frente e depois para trás na direção da trajetória orbital. Aquele que “olha” para a frente capta imagens com um ângulo de 20° á frente da vertical. 90 minutos depois, o que “olha” para trás “vê” a mesma área, mas desta vez com um ângulo de 20° para trás da vertical (Fig. 6.54).

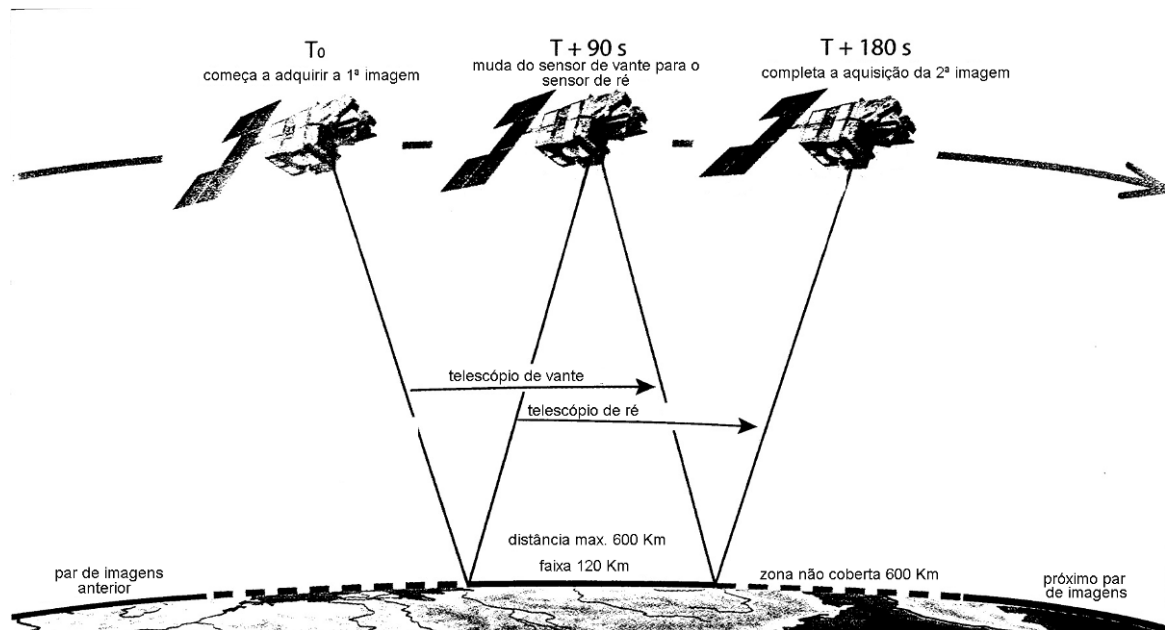


Figura 6.54 “Geometria estéreo do SPOT-5 HRS (SPOT IMAGE, 2002)”

- **Radargrametria**

É uma técnica idêntica à fotogrametria que usa imagens obtidas através de um sinal radar. É adquirido um par de imagens e, usando a sua correlação, é gerado um MDT. Neste caso, note-se que o ângulo de incidência é complementar ao correspondente na imagem óptica. A precisão é da mesma ordem do tamanho dos pixéis. Tal como na estereoscopia, existem diferentes configurações (Fig. 6.55).

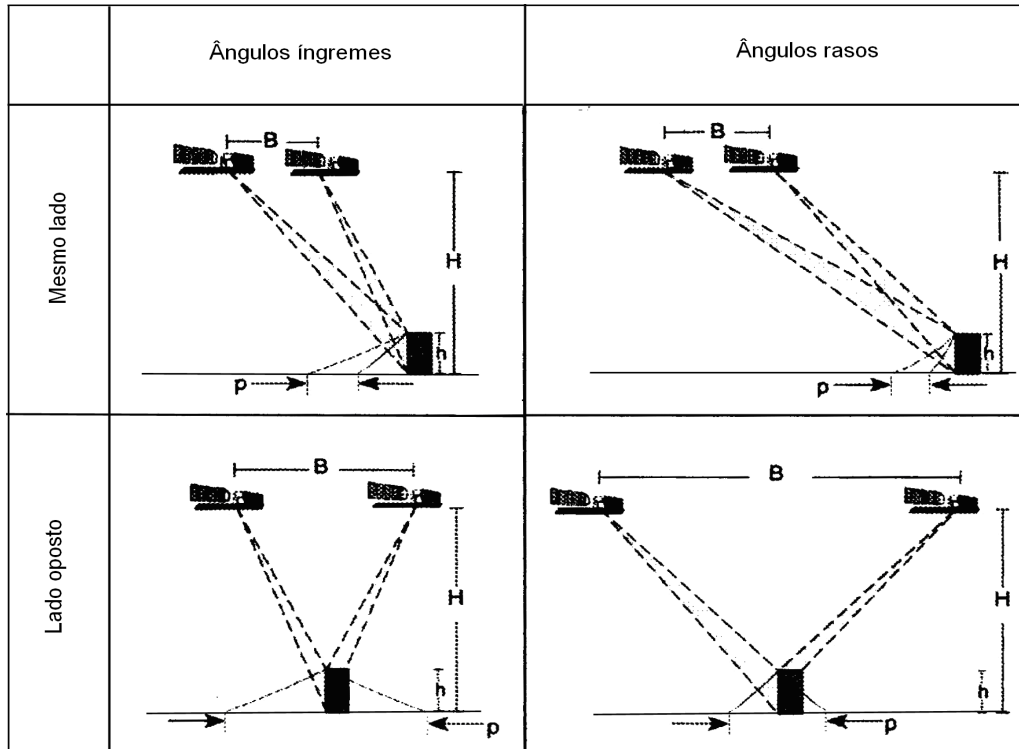


Figura 6.55 “Várias configurações estéreo SAR (Toutin, 2001)”

- **Interferometria**

Com o conhecimento da fase do sinal radar, podem ser gerados um canal de diferença de fase e outro de coerência de fase (ângulo de fase constante). Eles são úteis na interpretação da informação interferométrica.

São necessárias duas imagens, obtidas durante duas passagens consecutivas do satélite a uma distância chamada “base”. A base deverá ser menor que o valor máximo e, dependendo da frequência da onda eletromagnética, varia entre os 500 e os 1000 metros. As condições ambientais (vento, chuva, etc.) durante a obtenção de ambas as imagens deverão ser as mais semelhantes possíveis.

Uma das imagens, a principal, é usada como referência para os cálculos. A outra, a secundária, em conjunto com a principal é usada para calcular o canal de diferença de fase, chamado de interferograma, e um de coerência, que é um indicador do grau de dependência das medições de fase. As fases devem então ser desenvolvidas, adotando uma resolução e transformando os limites do interferograma em curvas de nível no terreno.

Os problemas deste método:

- a) A medição é ambígua uma vez que apesar da diferença de fase ser agora bem conhecida, o número de comprimentos de onda completos do radar ao alvo não é.
- b) A fase depende das características radioelétricas do alvo. Se elas são modificadas entre a obtenção das imagens, não será obtida coerência. No entanto, se os limites do interferograma puderem ser construídos corretamente indica-nos que o alvo se manteve inalterado.

3.2.8. Aplicações Cartográficas

Nas últimas décadas, o potencial das imagens satélite, especialmente no domínio óptico para atualizações cartográficas tem aumentado. De acordo com o ISPRS, os requisitos para utilização destas imagens em cartografia podem ser divididos em três categorias:

- Precisão planimétrica;
- Precisão Altimétrica;
- Detetabilidade (Konecny, 1990)

A **precisão planimétrica**, mais exigente, está relacionada com a resolução cartográfica de ± 0.2 mm, o que gera requisitos para as escalas (1/D). Os mais frequentes são (Tabela 6.6):

Tabela 6.6

D	Precisão Planimétrica
25.000	+/- 5 m
50.000	+/- 10 m
100.000	+/- 20 m
200.000	+/- 40 m

O requisito para a **precisão altimétrica (h)**, sabendo que a equidistância (e) é $e = \pm 5.h$, é mostrada na tabela 6.7.

Tabela 6.7 (Konecny, 1990)

E	H
20 m	+/- 4 m
50 m	+/- 10 m
100 m	+/- 20 m

A **detetabilidade** refere-se á possibilidade de detectar objetos começando com a interpretação digital. É necessário que o objeto cubra pelo menos 1,5 pixéis, o que cria para os exemplos seguintes as dimensões mínimas para detecção (Tabela 6.8).

Tabela 6.8 (Konecny, 1990)

Objeto – Alvo	Dimensão
Infra-estrutura urbana	2 m
Caminhos de terra	2 m
Rede de drenagem	5 m
Vial infrastructure	10 m

Tendo em consideração os principais sistemas de satélites comerciais e as escalas cartográficas mais comuns, pode ser produzida a seguinte tabela (Tabela 6.9):

Tabela 6.9

Sensor do Satélite	Resolução no terreno	Escala da carta
QUICK BIRD	0.7 m	1/3500
IKONOS	1 – 4 m	1/5000 – 1/20000

SPOT PAN	10 m	1/50000
Landsat 7 ETM	15 m	1/75000
SPOT XS	20 m	1/50000 – 1/100000
RADARSAT 1 SAR	8 – 30 m	1/30000 – 1/100000
ERS SAR	30 m	1/100000
Landsat TM	30 m	1/100000
Landsat MSS	80 m	1/250000
SAC-C MMRS	175 m	1/875000

PRINCIPAIS SISTEMAS DE SATÉLITE DISPONÍVEIS:

A lista seguinte não é exaustiva. Detalha apenas alguns dos sistemas mais comuns usados para cartografia de escala média/alta.

Sistema Satélite/ Série País	Tipo de órbita, Altitude, Período recorrente, Inclinação	Área de incidência, Resolução no terreno, Modos	Sensores Bandas espectrais
LANDSAT EUA	<i>Sun-synchronous</i> 705 km 16 dias 98.2°	185 x 185 km MSS: 80 m TM: 30 m ETM+:	Multispectral Scanner (MSS) Banda 1: 0.5 – 0.6 μm (verde) Banda 2: 0.6 – 0.7 μm (vermelho) Banda 3: 0.7 – 0.8 μm (IR próximo) Banda 4: 0.8 – 1.1 μm (IR próximo) Thematic Mapper (TM) Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (azul) Banda 2: 0.52 – 0.60 μm (verde) Banda 3: 0.63 – 0.69 μm (vermelho) Banda 4: 0.76 – 0.90 μm (IR próximo) Banda 5: 1.55 – 1.75 μm (IR próximo) Banda 6: 10.4 – 12.5 μm (IR térmico) Banda 7: 2.08 – 2.35 μm (IR médio) Enhanced Thematic Mapper (ETM+)
SPOT França	<i>Sun-synchronous</i> 832 km 23 dias 98.7°	60 x 60 km XS: 20 m P: 10 m	High Resolution Visible (HRV) Multi Band (XS) Banda 1: 0.49 – 0.59 μm (verde) Banda 2: 0.61 – 0.68 μm (vermelho) Banda 3: 0.79 – 0.89 μm (IR próximo) Pancromático (P) 0.51 – 0.73 μm
IRS Índia	<i>Sun-synchronous</i> 900 - 904 km 22 dias 99.5°	148 x 148 km LISS-I: 73 m LISS-II: 36.5 m	Linear Imaging Self Scanning (LISS-I) Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (azul) Banda 2: 0.52 – 0.569 μm (verde) Banda 3: 0.62 – 0.68 μm (vermelho) Banda 4: 0.77 – 0.86 μm (IR próximo) Linear Imaging Self Scanning (LISS-II) Consiste em 2 câmaras, o mesmo de cima, com largura de faixa 74 km por câmara (juntas 145 km)
MOS Japão	<i>Sun-synchronous</i> 909 km 17 dias 99°	100 x 90 km MESSR: 50 m	MESSR Banda 1: 0.51 – 0.59 μm (verde) Banda 2: 0.61 – 0.69 μm (vermelho) Banda 3: 0.72 – 0.80 μm (IR próximo) Banda 4: 0.80 – 1.10 μm (IR próximo)

JERS Japão	<i>Sun-synchronous</i> 568 km 44 dias 97.7°	75 x 75 km OPS: 18 x 24 m SAR: 18 x 18 m	Optical Sensor (OPS) Visible and Near Infrared (VNIR) Banda 1: 0.52 – 0.60 μm (verde) Banda 2: 0.63 – 0.69 μm (vermelho) Banda 3: 0.76 – 0.86 μm (IR próximo) Banda 4: 0.76 – 0.86 μm (IR próximo) Short Wave Infrared (SWIR) Banda 5: 1.60 – 1.71 μm Banda 6: 2.01 – 2.12 μm Banda 7: 2.13 – 2.15 μm Synthetic Aperture Radar (SAR) 1.275 GHz (L-Band) HH
ERS Europa	<i>Sun-synchronous</i> 777 km 3 - 35 dias 98.5°	AMI trabalha em 3 modos. Em modo de imagem: 100 x 100 km 30 x 30 m (3 vistas)	Active Microwave Instrument (AMI) Synthetic Aperture Radar (SAR) 5.3 GHz (C-Band) VV Ângulo de incidência fixo: 23°
RADARSAT Canadá	<i>Sun-synchronous</i> 798 km 3 - 24 dias 98.6°	Vários modos Em modo standard: 100 x 100 km 30 x 30 m (3 vistas) Em modo fino: 50 x 50 km 11 x 8 m (1 vista)	Synthetic Aperture Radar (SAR) 5.3 GHz (C-Band) HH Ângulo de incidência selecionável: Em modo standard: 20° – 50° Em modo fino: 37° – 48°
IKONOS EUA	<i>Sun-synchronous</i> 681 km 1-3 dias 98.1°	Vários ângulos de incidência Multi-banda: 4 m (com ângulo nominal de 26°) Pancromático: 1 m (com ângulo nominal de 26°)	Banda 1: 0.45 – 0.52 μm (azul) Banda 2: 0.52 – 0.60 μm (verde) Banda 3: 0.63 – 0.69 μm (vermelho) Banda 4: 0.76 – 0.90 μm (IR próximo) Banda Pancromática: 0.45 – 0.90 μm

ACRÓNIMOS

AIRSAR	AIRborne SAR sensor, (J P L)
ASPRS	American Society for Photogrammetry and Remote Sensing
AVHRR	Advanced Very High Resolution Radiometer
CCD	Charge Coupled Device
CCRS	Canadian Centre for Remote Sensing
DGPS	Differential GPS
DLR	German Aerospace Research Establishment
DN	Digital Number
DTM	Digital Terrain Model
EDM	Electronic Distance Measurement
EODM	Electro-Optic Distance Measurement
ERS	European Remote Sensing Satellite
ESA	European Space Agency
ETM	Enhanced Thematic Mapper
GALILEO	European (ESA) Global Positioning Satellite System
GBAS Ground	Based Augmentation System (Reference System for differential satellite positioning)
GCP	Ground Control Point
GIS	Geographic Information System
GLONASS	Global Navigation Satellite System (Russia)
GNSS	Global Navigation Satellite System (GPS + GALILEO + GLONASS)
GPS	Global Positioning System (USA)
HRV	High Resolution Visible
IFOV	Instantaneous Field Of View
IHO	International Hydrographic Organization
IHS	Intensity Hue Saturation
IR	InfraRed
IRS	Indian Remote Sensing satellite
ISPRS	International Society for Photogrammetry and Remote sensing
JERS	Japanese Earth Resources Satellite
JPL	Jet Propulsion Laboratory
KFA 1000	Kosmologischer Fotoapparat with 1000 mm focal length
LASER	Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation
Lat	Latitude
Long	Longitude
LUT	Look-Up Table
MSS	MultiSpectral Scanner
NHO	National Hydrographic Office
NOAA	National Oceanic and Atmospheric Administration
PAN	Panchromatic
ppm	Part per million (1×10^{-6})
RBV	Return Beam Vidicon
RGB	Red Green Blue
RS	Remote Sensing
RSI	RadarSat International
RTK	Real Time Kinematic (Precise GNSS rapid method)
S-44	Special Publication 44 (IHO Standards for Hydrographic Surveying)
SAR	Synthetic Aperture Radar
SBAS Satellite	Based Augmentation System (Reference system for differential satellite positioning)

SPOT	Satellite Pour l-Observation de la Terre (France)
SSMI	Special Sensor Microwave Imager
TM	Thematic Mapper
USFAA	United States Federal Aviation Association
UTM	Universal Transverse Mercator
VIR	Visible and near InfraRed
WAAS	Wide Area Augmentation System
WGS	World Geodetic System
WGS 84	World Geodetic System 1984
XS	Multispectral

REFERÊNCIAS

(O objectivo desta listagem é o de ajudar o leitor do capítulo 6 a encontrar mais informação através de artigos escritos ou paginas Web)

- | | | |
|---|---|--|
| ALBERZ J.
KREILING W., (1989).
ASPRS ,(1980). | “Photogrammetric Guide”
“Manual of Photogrammetry” | Wichmann, Karlsruhe (Germany)
American Society for Photogrammetry and Remote Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| ASPRS ,(1983). | “Manual of Remote Sensing. 2 Volumes” | American Society for Photogrammetry and Remote Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) The Sheridan Press. |
| ASPRS ,(1996). | “Digital Photogrammetry” | American Society for Photogrammetry and Remote Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| BOMFORD G. (1980).
CHUECA PAZOS Et. Al. (1996). | “Geodesy 4th Ed”
“Tratado de Topografía (3 Volumes)” | Clarendon Press, Oxford (UK).
Paraninfo, Madrid (Spain) |
| Chuvieco E. (1995). | “Fundamentos de Teledetección Espacial” | Editorial RIALP, Madrid, Spain, 453 pp. |
| CNES, (2002). | “HRS puts terrain into perspective” | SPOT Magazine N°34, 1st semester 2002, pp 10-11. |
| FEDERAL
GEODETIC
CONTROL
COMMITTEE (1984).
GDTA, (1995). | “Standards and Specification for Geodetic Control Networks”
“Aspects stéréoscopiques de SPOT, Cahier A2 MNT” | NOAA Rockville Maryland (USA)
Les Cahiers Pedagogiques du GDTA, France, 93 pp. |
| GERMAN SPACE
AGENCY, (1994).
HOFMANN
WELLENHOF Et.Al.
(2001). | “MOMS-02-D2 Data Catalogue”
“GPS, Theory and Practice. 5th. Ed ” | DARA, München, Germany.
Springer, Wien (Austria), New York (USA) |
| IHO (2008). | “IHO Standards for Hydrographic Surveys. S-44 5th. Ed ” | IHB, Monaco. There will be French and Spanish versions available |
| IHO (1994). | “Hydrographic Dictionary 5th Ed. S–32” | IHB, Monaco. Also available are Spanish version (1997) and French version (1998). |
| JOECKEL R.,
STROBER M. (1995).
KONECNY, G.,
(1990). | “Elektronische Entfernung und Richtungsmessung, 3th. Ed”,
“Review of the latest technology in satellite mapping. Interim report, Inter-commission Working Group I/IV on International Mapping and Remote Sensing Satellite Systems of ISPRS, Vol.14” | Wittwer, Stuttgart (Germany).
Hanover, Germany, pp. 11-21. |
| LANGERAAR W.
(1984). | “Surveying and Charting of the Seas” | Elsevier. Amsterdam (The Netherlands), Oxford (UK) New York (USA) Tokyo (Japan) |
| LAURILA S. (1976). | “Electronic Surveying and Navigation” | J. Wiley & Sons, New York (USA) |
| LEICK A. (1995). | “GPS Satellite Surveying. 2nd. Ed”. | Wiley Chichester, Brisbane. New York (USA) Toronto (Canada) Singapore. |
| LILLESAND, T.M. and
KIEFER, R.W., (1987).
MEISENHEIMER D. | “Remote sensing and image interpretation, 2nd edition”
“Vermessungsinstrumente Aktuell” | John Wiley and Sons, Inc., New York, 721 p.
Wittwer, Stuttgart (Germany) |

- (1995).
NASA, (1997). "The Remote Sensing Tutorial".
Goddard Space Flight Centre, NASA
Web Production. Written by: [Nicholas
M. Short, Sr.](#)
Eyrolles, Paris (France)
- OLLIVER F. (1995). "Instruments Topographiques"
OLIVER C. and S. "Understanding Synthetic Aperture Radar
Images"
Artech House, Norwood, Massachuset
(USA)
POHL, C., (1996). "Geometric aspects of multi-sensor image
fusion for topographic map updating in the
humid Tropics"
ITC Publication Number 39, The
Netherlands, 214 pp.
- RANEY, R.K., (1992). "Course notes; unpublished notes"
Canada Centre for Remote Sensing,
Ottawa, Canada.
- RICHARDUS P. "Project Surveying".
(1977).
Balkema. The Netherlands.
- SEEBER G. (1993). "Satellite Geodesy"
W. de Gruyter Berlin (Germany) New
York (USA)
- SEEBER G. (2003). "Satellite Geodesy 2nd. Ed."
TORGE W. (2001). "Geodesy"
Walter de Gruyter (Berlin - NY)
W. de Gruyter Berlin (Germany) New
York (USA)
- TURNBULL D. (2001). "The Evolution of an Object - Oriented
Geospatial Information System Supporting
Digital Nautical Chart Maintenance at the
NIMA"
Bulletins Hydr. Int. Jul. Aug. - Sep;
IHO, Monaco
- TOUTIN, Th., (1998). "Evaluation de la précision géométrique des
images de RADARSAT"
Journal Canadien de télédétection,
23(1):80-88.
- TOUTIN, Th., (1997). "Single versus stereo ERS-1 SAR imagery for
planimetric feature extraction"
International Journal of Remote
Sensing, 18(18):3909-3914.
- TOUTIN, Th. and B. "Value-added RADARSAT Products for
RIVARD, (1997). Geoscientific Applications"
Canadian Journal of Remote Sensing,
23(1):63-70.
- TOUTIN, Th., (1995). "Generating DEM from stereo images with a
photogrammetric
EARSel Journal Advances in Remote
Sensing, 4(2):110-117.
- WOLF R., BRINKER
R.C. (1994). "Elementary Surveying 9th. Ed. "
Harper Collins College Publishers New
York (USA) There is available also a
Spanish version "Topografía",
Alfaomega, México (1998)

ENDEREÇOS URL

PAÍS	INSTITUIÇÃO	SÍTIO WEB
	European Space Agency	http://www.esa.int
	International Society on Photogrammetry and Remote Sensing	http://www.isprs.org
	Fédération Internationale de Géometres	http://www.Fig.net
	International Association of Geodesy	http://www.gfy.ku.dk/iag/
Argentina	Comisión Nacional de Actividades Espaciales	http://www.conae.gov.ar
Austr. – N.Z.	Australian - New Zealand Land Information Council	http://www.anzlic.org.au
Australia	Commonwealth Scientific & Industrial Research Organization	http://www.csiro.au
Australia	Surveying and Land Information Group	http://www.auslig.gov.au
Bolivia	Centro de Levantamientos Aeroespaciales y SIG	http://www.clas.unmss.edu.bo
Brazil	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais	http://www.inpe.br
Canada	Centre For Remote Sensing	http://www.ccrs.nrcan.ca
Canada	Radarsat International	http://www.rsi.ca
Canada	Geodetic Survey	http://www.geod.emr.ca
Chile	Agencia Chilena del Espacio	http://www.agenciaespacial.cl
China	China Academy of Space Technology	http://fas.org/nuke/guide/china/contractor/cast.htm
France	Centre National d'Etudes Spatiales	http://www.cnes
France	Group pour le Développement de la Télédetecion Aerospaciale	http://www.gdta.fr
Germany	Institute für Erdmessung, Hanover University	http://www.ife.uni-hannover.de
Germany	Institute für Angewandte Geodäsie	http://www.gibs.leipzig.ifag
Germany	Karlsruhe University	http://www.ipfr.bau.verm.uni.karlsruhe.de
Germany	GPS Information Bulletin Board System	http://www.gibs.leipzig.ifag.de
Germany	Deutsches Zentrum für Luft und Raumfahrt	http://www.dlr.de
India	Indian Space Research Organization	http://www.isro.org
Italy	Agenzia Spaziale Italiana	http://www.asi.it
Japan	National Space Development Agency	http://www.nasda.go.jp
Russia	Russian Space Science Internet	http://www.rssi.ru
Spain	Instituto Nacional de Técnica	http://www.inta.es

PAÍS	INSTITUIÇÃO	SÍTIO WEB
	Aeroespacial	
Spain	Org. for Cartography and Geodesy	http://www.cartesia.org
Spain	Valencia University	http://www.miranda.tel.uva.es
Switzerland	Astronomical Institute Berne University	http://www.aiub.unike.ch
UK	Nottingham University	http://www.ccc.nottingham.ac.uk
UK	British National Space Centre	http://www.bnsc.uk
USA	Ohio State University (Centre for Mapping)	http://www.cfm.ohio.state
USA	Maine University	http://www.spatial.maine.edu
USA	Geological Survey (EROS)	http://edc.usgs.gov
USA	Earth Observation Handbook	http://www.eohandbook.com
USA	Goddard Space Flight Centre (NASA)	http://www.gsfc.nasa.gov
USA	Nat. Ocean. And Atm. Adm. Central Library	http://www.lib.noaa
USA	Nat. Aeronautic and Space Adm.	http://www.nasa.gov
USA	National Oceanic and Atmospheric Adm.	http://www.noaa.gov
USA	Geological Survey	http://www.usgs.gov
USA	Professional Survey (review)	http://www.profsurvey.com
USA	Department of Defence	http://www.defenselink.mil
USA	National Geodetic Survey	http://www.ngs.noaa.gov
USA	Institute of Navigation	http://www.ion.org
USA	Jet Propulsion Laboratory	http://www.jpl.nasa.gov
USA	Naval Observatory	http://www.usno.navy.mil
USA	GPS Interface Control Document	http://www.navcen.usc.mil/gps
USA	Interagency GPS Executive Board	http://www.igeb.gov
USA	Texas University	http://www.host.cc.utean.edu
USA	GPS Nav. Inf.	http://www.navan.uscg.mil/gps
USA	California - Los Angeles University	http://www.cla.esc.edu
USA	American Society for Photogr. and R.S.	http://www.asprs.org
USA	National Imagery and Mapping Agency	http://www.164.214.2.59
USA	GPS issues	http://www.206.65.196

BIBLIOGRAFIA

(Fontes digitais ou publicadas utilizadas na preparação do capítulo 6)

- | | | |
|---|---|--|
| ASPRS, (1983). | “Manual of Remote Sensing” | American Society of
Photogrammetry and Remote
Sensing. 2 volumes. The Sheridan
Press, USA, 2420 pp. |
| CHUVIECO E.
(1995). | “Fundamentos de Teledetección Espacial” | Editorial RIALP, Madrid, Spain,
453 pp. |
| CURAN P.J. (1985). | “Principles of remote sensing” | Longman, London, England. |
| CURLANDER J.C.
and R.N.
MCDONOUGH,
(1991). | “Synthetic Aperture Radar Systems and
Signal Processing” | John Wiley and Sons, Inc.,
Toronto |
| DRURY S.A., (1990). | “A Guide to Remote Sensing” | Oxford Science Publications,
Oxford, USA, 199 pp. |
| ELACHI C. and F.T.
ULABY, (1990). | “Radar Polarimetry for Geoscience
Applications” | Artech House, Boston |
| ELACHI C. (1988). | “Spaceborne Radar Remote
Sensing: Applications and Techniques” | IEEE Press, New York |
| FAO, (1990). | “Remote sensing applications to land
resources” | FAO RSC Series 54, Rome, Italy. |
| FITCH J.P. (1988). | “Synthetic Aperture Radar” | Springer-Verlag, New York |
| HENDERSON F.M.
and A.J. LEWIS,
EDS. (1998). | “Principles and Applications of Imaging
Radar, Manual of Remote Sensing, Third
Edition, Volume 2” | John Wiley & Sons, Inc., Toronto |
| KNEISSL M. (1956). | “Handbuch der Vermessungskunde Band III
(Hohenmessung, Tachymetrie)” | Metzer, Stuttgart (Germany) |
| KNEISSL M. (1958). | “Handbuch der Vermessungskunde Band IV
(Mathematische Geodäsie)” | Metzer, Stuttgart (Germany) |
| KNEISSL M. (1963). | “Handbuch der Vermessungskunde Band II
(Feld und Land Messung,
Abstekungsarbeiten)” | Metzer, Stuttgart (Germany) |
| MAGUIRE D. et al
(1991). | Geographic Information System Principles
and Applications” | John Wiley & Sons N.Y. |
| NASA, (1997). | “The Remote Sensing Tutorial” | Goddard Space Flight Centre,
NASA Web Production. Written
by: Nicholas M. Short, Sr.
Artech House, Norwood, Mass. |
| OLIVER C. and S.
QUEGAN (1998). | “Understanding Synthetic Aperture Radar
Images” | Artech House, Norwood, Mass. |
| RINNER K., BENZ F.
(1966) | “Handbuch der Vermessungskunde Band VI
(Die Entfernunsmessung nit
Elektromagnetische Wellen und ihre
geodätische Anwendung)” | Metzer, Stuttgart (Germany) |
| RINNER K., BENZ F.
(1971). | “Handbuch der Vermessungskunde Band III
a,3 Volumes (Photogrammetrie)” | Metzer, Stuttgart (Germany) |
| RUSSELL - WOLF
(1984). | “Elementary Surveying” | Harper and Row Publishers, New
York (USA) |

Foram também utilizados os seguintes textos da lista de referências:

- ALBERZ J. KREILING W (1989)
ASPRS (1996)
BOMFORD G. (1980)

CHUECA PAZOS Et Al (1996)
HOFMANN WELLENHOF Et Al (2001)
IHO (1998)
IHO (1994)
LANGERAAR W. (1984)
MEISENHEIMER D. (1995)
SEEBER G. (1993)
TORGE W. (2001)
WOLF R, BRINKER R.C. (1994)

ANEXO A – ALGORITMOS PARA A REPRESENTAÇÃO TRANSVERSA DE MERCATOR

1. APRESENTAÇÃO

A Representação Transversa de Mercator (capítulos 2, 2.5.4 e 2.5.5) é um meio útil para a transformação de coordenadas geodésicas (latitude e longitude) para o plano. O uso de coordenadas planas (x ou y e N ou E) com pequenas correções relacionadas com as distâncias e ângulos medidos é aplicável aos levantamentos topográficos bem como para alguns levantamentos hidrográficos detalhados.

2. CONCEITOS DE GEODESIA GEOMÉTRICA E DE CARTOGRAFIA MATEMÁTICA

Antes do estudo destes conceitos, o leitor deveria estar familiarizado com o capítulo 2: 2.4 e 2.5, com particular atenção aos sub-parágrafos 2.5.4 e 2.5.5.

Tomando em conta o elipsóide como superfície de referência, sendo ‘a’ o eixo-maior (eixo equatorial) e ‘b’ o eixo-menor (eixo polar), é possível definir:

$$f = \frac{a-b}{a} \quad (\text{achatamento, descrito como ‘}\alpha\text{’ no capítulo 2: 2.2.3)}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad (\text{primeira excentricidade, descrito como ‘e’ no capítulo 2: 2.1.1)}$$

$$\varepsilon' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b} \quad (\text{segunda excentricidade)}$$

Recorrendo a procedimentos algébricos elementares, é possível verificar as relações seguintes:

$$f(2-f) = \varepsilon^2$$

$$(1-f)^2 = 1 - \varepsilon^2$$

Com as constantes descritas, é possível o cálculo do raio de curvatura e linhas de arco na superfície elipsoidal:

$$M = a(1-f)^2 [1 - f(2-f) \sin^2 \varphi]^{-3/2} = a(1-\varepsilon^2) [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-3/2}$$

$$N = a [1 - f(2-f) \sin^2 \varphi]^{-1/2} = a [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-1/2}$$

$$r = N \cos \varphi$$

$$\Delta p_{12} = r(\lambda_2 - \lambda_1)$$

$$B = \int_0^\varphi M d\varphi = \alpha\varphi + \beta \sin 2\varphi + \gamma \sin 4\varphi + \delta \sin 6\varphi + \dots$$

Onde (ver fig. 6A.1):

M – raio de curvatura meridional

N – secção do raio de curvatura normal ao meridiano

R – raio de curvatura do paralelo

φ – Latitude geodésica (elipsoidal)

Δp_{12} – Paralelo está entre as longitude λ_1 e λ_2 na latitude φ , $(\lambda_2 - \lambda_1)$ expressa em radianos

B – Arco de meridiano desde o equador até à latitude φ (para o primeiro termo = $\alpha\varphi$ (*alpha, phi*), φ (*phi*) deve ser expresso em radianos)

$$\alpha = a \left(1 - \frac{1}{4} \varepsilon^2 - \frac{3}{64} \varepsilon^4 - \frac{5}{256} \varepsilon^6 \right) = a (1-f)^2 \left(1 + \frac{3}{2} f + \frac{33}{16} f^2 + \frac{85}{32} f^3 \right)$$

$$\beta = -a \left(\frac{3}{8} \varepsilon^2 + \frac{3}{32} \varepsilon^4 + \frac{45}{1024} \varepsilon^6 \right) = -a/2(1-f)^2 \left(\frac{3}{2} f + \frac{3}{2} f^2 + \frac{285}{64} f^3 \right)$$

$$\gamma = a \left(\frac{5}{256} \varepsilon^4 + \frac{45}{1024} \varepsilon^6 \right) = a/4(1-f)^2 \left(\frac{15}{16} f^2 + \frac{75}{32} f^3 \right)$$

$$\delta = -a \left(\frac{35}{3072} \varepsilon^6 \right) = -a/6(1-f)^2 \left(\frac{35}{64} f^3 \right)$$

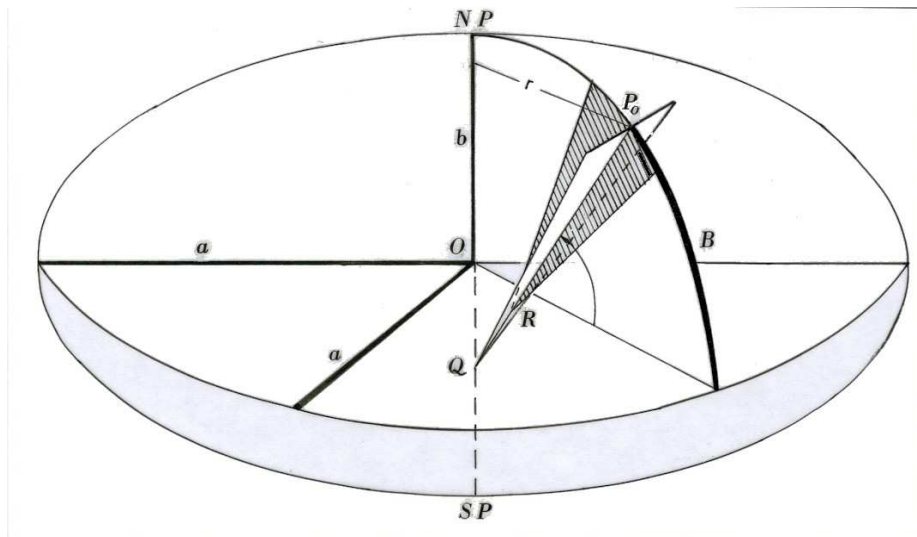


Figura 6A.1

A tabela seguinte contém as constantes descritas para os dois elipsóides mais comuns, com o valor 'Q' (arco de meridiano, B, do equador ao pólo) adicionado.

ELIPSOIDE	MADRID 1924	WGS 84
A	6378388 m	6378137 m
F	1/297	1/298,2572236
$\varepsilon^2 = f(2 - f)$	0,0067226722	0,0066943800
α	6367654,500 m	6367449,146 m
β	-16107,035 m	-16038,509 m
γ	+ 16,976 m	+ 16,833 m
δ	- 0,022 m	- 0,022 m
Q	10002288,30 m	10001965,73 m

A forma matemática para gerar a representação do elipsóide no plano é:

$$x = x(\varphi, \lambda)$$

$$y = y(\varphi, \lambda)$$

E, esta fórmula fornece as propriedades para esta representação. Para uma representação conforme ou ortomórfica é necessário a substituição da latitude por uma nova variável, a “latitude isométrica” ou a “parte meridional”.

$$q = \int_0^\varphi \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

A origem desta função é a representação de Mercator do elipsóide da terra no plano, começando por um cilindro circular cuja orientação do eixo coincide com o eixo-menor ‘b’ da elipse de rotação e a superfície tangente ao respectivo equador (Figura 6A.2)

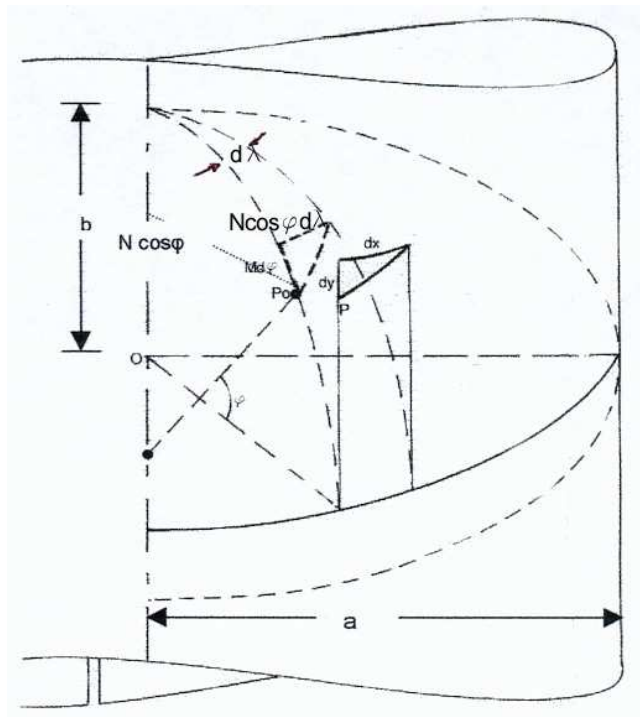


Fig 6A.2

Tomando o eixo ‘y’ com a projeção do meridiano de origem longitudinal ($\lambda = 0$) no cilindro, com $y = 0$ para $\varphi = 0$ e o eixo do ‘x’ representando o equador, com $x = 0$ para $\lambda = 0$, é possível mostrar:

$$x = a\lambda$$

(isometria na linha tangente = equador) mas, neste caso, o ‘y’ deveria satisfazer a variação diferencial seguinte (Fig. 6A.2)

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{dx}{N \cos \varphi d\lambda} = m$$

Onde **m** é coincidente com **m₁** dado em 2.4, capítulo 2. Também:

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{a d\lambda}{N \cos \varphi d\lambda} = \frac{a}{N \cos \varphi} = m$$

E,

$$y = a \int_0^\varphi \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi = aq$$

Resolvendo o integral é possível expressar:

$$q = \ln \left[\left(\frac{1 - \varepsilon \sin \varphi}{1 + \varepsilon \sin \varphi} \right)^{\varepsilon/2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

A figura 6A.3 mostra a representação parcial da grelha dos meridianos e paralelos e também da linha geodésica (distância mínima sobre a superfície do elipsóide) entre os pontos A e B para esta transformação ($x = a\lambda$, $y = aq$).

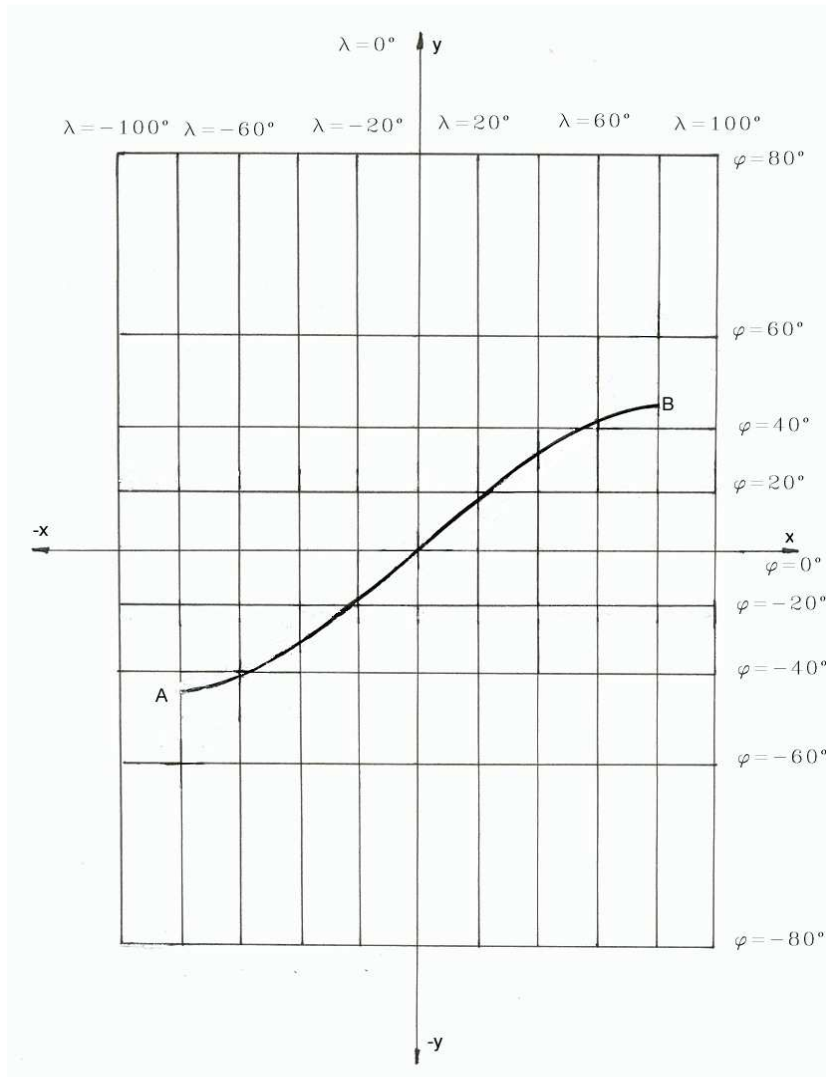


Figura 6A.3

Os algoritmos baseados nestes princípios, mas com outras suposições, são úteis para a cartografia náutica, mas para futuras deliberações neste anexo é suficiente lembrar que:

$$\begin{aligned}x &= a\lambda \\y &= aq \\q &= \int_0^\varphi \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi\end{aligned}$$

é uma transformação conforme do elipsóide para o plano, em conclusão dos princípios das funções analíticas, é aplicável:

$$y + ix = f(q + i\lambda)$$

(tomando o **y** como o Norte e o **x** como o Este) onde $i=(-1)^{1/2}$ e as condições Cauchy-Riemann devem ser satisfeitas:

$$\begin{aligned}\frac{\partial y}{\partial q} &= \frac{\partial x}{\partial \lambda} \\ \frac{\partial x}{\partial q} &= -\frac{\partial y}{\partial \lambda}\end{aligned}$$

Isto é possível porque **q**, **λ** e **x**, **y** são dois pares de coordenadas planas.

Para uma melhor compreensão deste assunto, é recomendada uma consulta mais aprofundada doutros manuais de matemática em variáveis complexas e a sua aplicação nas transformadas conformes no plano.

A relação geral 2.1, a condição Cauchy – Riemann e as considerações seguintes são válidas para todas as transformações conformes (não apenas para as expressões de Mercator descritas).

Outras fórmulas matemáticas para a representação genérica conforme são oriundas de expressões diferenciais de $x = x(\varphi, \lambda)$ and $y = y(\varphi, \lambda)$:

$$\begin{aligned}dx &= \left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right) d\varphi + \left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right) d\lambda \\ dy &= \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right) d\varphi + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right) d\lambda\end{aligned}$$

Onde $\varphi = \text{constante}$ (arco de paralelo), o quadrado das distâncias diferenciais planas $dx^2 + dy^2$ dão, com o elemento elipsoidal correspondente $(N \cos \varphi d\lambda)$ o quadrado da deformação linear:

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi}$$

E também para questões onde $\lambda = \text{constante}$ e o arco de meridiano elementar $M d\varphi$:

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)^2}{M^2}$$

Também é válido:

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)^2}{M^2} = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi} \quad (2.2)$$

Decorrente da mesma expressão diferencial:

$$\frac{dx}{dy} \quad (\text{para } \varphi = \text{constante})$$

$$\frac{dy}{dx} \quad (\text{para } \lambda = \text{constante})$$

é possível obter a formulação da declinação ' γ ' da grelha (γ é o ângulo entre o eixo cartesiano e as linhas dos respectivos meridianos e paralelos representados (fig. 6A.4)

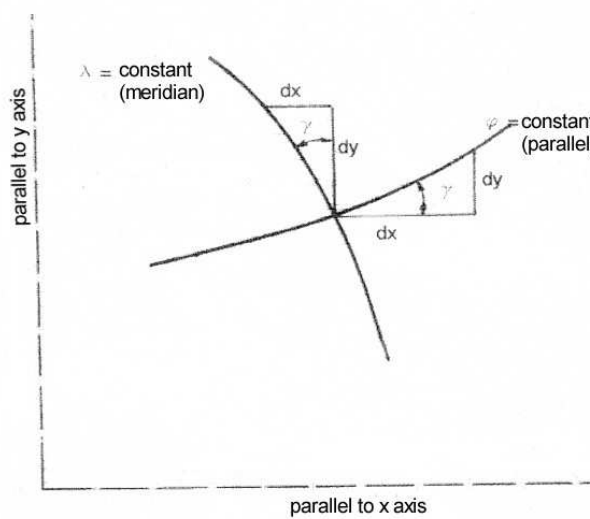


Figura 6A.4

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)}{\left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)} = \frac{\left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)}{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)} \quad (2.3)$$

nesta formulação, o sinal de γ , i.e. $\operatorname{tg}(\gamma)$ não é considerado.

3. FÓRMULAS GAUSS-KRÜGER

De forma a começar o desenvolvimento de uma representação conforme com o mínimo de deformação ao longo de uma faixa Norte-Sul será assumida uma tangente ao cilindro elíptico no meridiano central (fig. 6A.5).

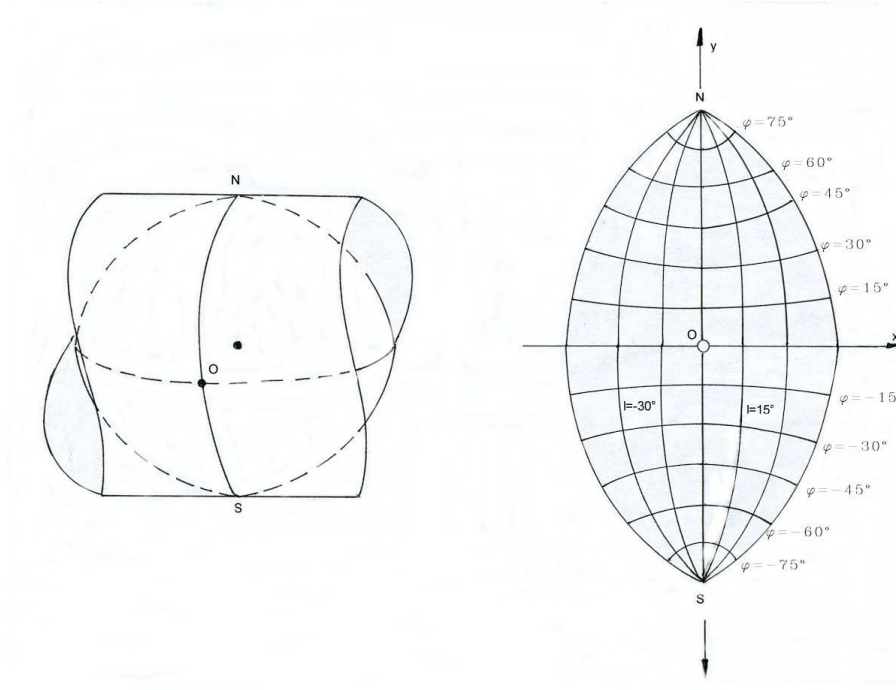


Figura 6A.5

Uma representação mais extensa da malha de meridianos e paralelos é dada na fig. 2.6 (2.5.4 Capítulo 2), mas no seguinte caso inicia-se com a fig. 6A.5.

Neste caso, a formula 2.1 será transformada da seguinte forma:

$$f(q + il) = y + ix$$

Onde 'l' é a longitude referente ao meridiano central:

$$l = \lambda - \lambda_0$$

Adotando a uma serie de Taylor:

$$f(q + il) = f(q) + \frac{df}{dq}(il) + \frac{d^2f}{dq^2} \frac{(il)^2}{2!} + \frac{d^3f}{dq^3} \frac{(il)^3}{3!} + \frac{d^4f}{dq^4} \frac{(il)^4}{4!} + \dots$$

E separando a parte real da parte imaginária, é produzida a expressão para a representação conforme da faixa descrita

$$x = f(q) - \left(\frac{d^2f}{dq^2} \right) \frac{l^2}{2} + \left(\frac{d^4f}{dq^4} \right) \frac{l^4}{24} + \dots$$

$$y = \left(\frac{df}{dq} \right) \cdot l + \left(\frac{d^3 f}{dq^3} \right) \frac{l^3}{6} + \dots$$

Assumindo a equidistância ao longo do meridiano central ($l=0$), é correto fazer:

$$y(l=0) = f(q) = B = \int_0^\varphi M d\varphi$$

E depois:

$$\frac{df}{d\varphi} = M$$

E também, lembrando que:

$$q = \int_0^\varphi \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

É possível obter

$$\frac{d\varphi}{dq} = \frac{N \cos \varphi}{M}$$

E também:

$$\left(\frac{df}{dq} \right) = \left(\frac{df}{d\varphi} \right) \left(\frac{d\varphi}{dq} \right) = N \cos \varphi$$

Partindo destes princípios, é possível obter as seguintes derivações:

$$y = B + \frac{N \sin \varphi \cos \varphi}{2} l^2 + \frac{N \sin \varphi \cos^3 \varphi}{24} (5 - tg^2 \varphi + 9\eta^2 + 4\eta^4) \cdot l^2 + \dots$$

$$x = N \cos \varphi l + \frac{N \cos^3 \varphi}{6} (1 - tg^2 \varphi + \eta^2) \cdot l^3 + \dots$$

Onde **B** e **N** são dados na formulação do ponto 2 deste anexo, e η^2 é:

$$\eta^2 = \varepsilon'^2 \cos^2 \varphi = \frac{f(2-f)}{1-f(2-f)} \cos^2 \varphi$$

'1' é dado pela fórmula 2.4 e a sua aplicação na 2.5 deverá ser expressa em radianos.

Considerando 2.2, 2.3 e 2.4 vem também:

$$\gamma = \sin \varphi l + \dots$$

$$m = 1 + \frac{\cos^2 \varphi (1 + \eta^2)}{2} l^2 + \dots = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots$$

Onde:

$$R = \sqrt{MN} = \frac{a(1-f)}{[1-f(2-f)\sin^2\varphi]}$$

(R é o melhor raio esférico para o elipsóide na latitude φ)

Para a computação inversa (para obter φ , partindo de x, y chegando a λ) são necessárias as seguintes fórmulas:

$$\begin{aligned}\varphi &= \varphi_1 - \frac{tg^2\varphi_1}{2} \left(\frac{x^2}{M_1 N_1} \right) + \frac{tg\varphi_1}{24} (5 + 3tg^2\varphi_1 + \eta_1^2 - 9\eta_1^2 tg^2\varphi_1) \left(\frac{x^4}{M_1 N_1^3} \right) + \dots \\ l &= \frac{x}{N_1 \cos^2\varphi_1} - \left(\frac{1 + 2tg^2\varphi_1 + \eta_1^2}{6 \cos\varphi_1} \right) \left(\frac{x}{N_1} \right)^3 + \dots \\ \lambda &= \lambda_0 + l\end{aligned}$$

onde φ_1 é a latitude que torna possível $B(\varphi)=y$.

A representação com estes algoritmos foi aplicada por Gauss no princípio do séc. XIX para o reino de Hannover. 100 anos depois, o Dr. L. Krüger fez uma análise explanatória e uma extensão das expressões, tendo sido aplicadas em várias faixas sobre a Alemanha. Outros países seguirão o seu exemplo.

Com o cilindro tangencial, onde $m=1$ no meridiano central da faixa, a largura da faixa deverá ser inferior a 200 km para cada lado do meridiano central, uma vez que o gradiente da deformação linear ($m = 1 + x^2 / 2R^2 + \dots$) ultrapassa o valor de 1,0005, ou seja 0,5m por quilometro.

Com esta limitação, o uso de coordenadas planas é bastante conveniente para cartografia, bem como para computações de controlo de redes. Para melhores resultados, deverá ser feita uma correção dos elementos medidos (Cap. 6, #2.2.5).

4. REPRESENTAÇÕES TRANSVERSAS DE MERCATOR (ver 2.5.4 e 2.5. no capítulo 2)

A representação Gauss-Krüger, após a segunda guerra mundial, foi também chamada de Transversa de Mercator e foi utilizada intensamente em muitos países. Por esta razão, várias constantes e coeficientes foram adotados. São válidas para N (coordenada norte) e E (coordenada este):

$$\begin{aligned}N &= Y_0 + Ky \\ E &= X_0 + Kx\end{aligned}$$

E conseqüentemente,

$$m = K \left(1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots \right) \quad (2.8)$$

K é um coeficiente (inferior a 1) que reduz o gradiente da deformação linear e permite uma extensão da largura da zona (i.e. 300 Km para cada lado do meridiano central), particularmente para topografia aplicada à cartografia em escalas menores que 1:100000 (1:200000 ...)

Y_0 : Falso norte

X_0 : Falso este

K : fator de escala no meridiano central

A aplicação do coeficiente K faz com que, no meridiano central apareça como uma deformação linear negativa, i.e. para $K=0.9998$, as distâncias elipsoidais contraíam-se 20cm/km e as linhas isométricas sejam transferidas em duas linhas paralelas para a imagem do meridiano descrito. Esta superfície tangencial é substituída por um cilindro elíptico secante.

Para os Estados Unidos, o sistema de georreferenciação “Universal Transverse Mercator (UTM)”, os valores adotados são:

$$K = 0.9996$$

$$Y_0 = 0 \text{ ou } 10000000 \text{ (para o hemisfério Norte ou Sul, respectivamente)}$$

$$X_0 = 500000 \text{ para cada meridiano central}$$

E as zonas são distribuídas ao longo de intervalos de 6° de longitude, de acordo com a tabela seguinte:

ZONE (Z)	CENTRAL MERIDIAN (LONGITUDE)	APPLICATION RANGE (LONGITUDE)
31	3°	0° to 6°
32	9°	6° a 12°
.	.	.
.	.	.
50	117°	114° a 120°
.	.	.
.	.	.
60	177°	174° a 180°
1	183° (-177°)	180° a 186° (-174°)
.	.	.
.	.	.
20	297°(-63°)	294° (-66°) a 300° (-60°)
.	.	.
.	.	.
29	351° (-9°)	348° (-12°) a 354° (-6°)
30	357° (-3°)	354° (-6°) a 0°

O número de zona (Z) pode ser calculado partindo da longitude do meridiano central com a seguinte formulação:

$$Z = 30 + \frac{CM + 3}{6} \quad (\text{hemisfério Leste})$$

$$Z = \frac{183 + CM}{6} \quad (\text{hemisfério Oeste})$$

Na segunda fórmula (oeste), os valores da longitude (do meridiano central) são negativos.

Existem imensos programas informáticos para calcular e resolver as transformações da transversa de Mercator, com os algoritmos descritos em 3 e 4 deste anexo. No entanto, é desejável que o utilizador possua conhecimentos razoáveis sobre este assunto.

Em muitos casos é aceitável seleccionar o esquema geral da transversa de Mercator adotado ao país a representar, mas em casos particulares, existe a possibilidade de seleccionar melhores procedimentos de representação plana. Para este fim, é importante lembrar que a representação da transversa de Mercator é particularmente aplicável numa faixa orientada segundo o eixo norte-sul, onde a largura para este e oeste não exceda os 400 km (200 para cada lado do meridiano central).

Depois de seleccionar o meridiano central, tomando em consideração a redução de qualquer distância da área seleccionada para esta linha, ainda existe a possibilidade de escolher um coeficiente **K** (ver formulas 2.8) para uma melhor distribuição do gradiente de deformação linear em todo o domínio da representação.

Para efeitos topográficos, incluindo definição da linha de costa, ajudas ao posicionamento da navegação, descrição pormenorizada das zonas costeiras e levantamentos portuários, um gradiente de deformação linear abaixo de 0.2m/km é melhor; i.e. '**m**' entre 0.9998 e 1.0002.

ANEXO B – EXEMPLOS DE EQUIPAMENTO COMERCIAL

1. INTRODUÇÃO

Neste anexo encontra-se uma lista de moradas, contactos telefónicos e websites de alguns dos fornecedores de equipamento utilizado em levantamentos topográficos e de detecção remota. No entanto, a análise dos livretos comerciais ou paginas Web é uma maneira recomendada de se manter a par da tecnologia disponível, informação de preços e lançamentos de novos produtos.

No âmbito dos sistemas de levantamentos terrestre existe uma grande diversidade de estações totais disponíveis, bem como níveis altimétricos com auto alinhamento, leitura digital de uma estadia com código de barras e software de processamento.

Existe uma grande variedade de câmaras analógicas, digitais e incluindo películas com posicionamento GNSS, digitalizadores, restituídores, estações de tratamento de imagem e software específico para processamento digital e produção de ortofotos. O média Geoespacial fornece muitas possibilidades para elaboração de produtos e acesso a imagem e produtos de imagem através de servidores WEB.

2. ENDEREÇOS E PÁGINAS WEB

Abaixo encontra-se uma lista de companhias ou entidades que disponibilizam equipamento, produtos e serviços relacionados com os assuntos tratados no Capítulo 6. Não é de todo exaustiva e é esperado que seja criada uma diretoria mais abrangente em futuras versões deste manual

NOME DA INSTITUIÇÃO	EQUIPAMENTOS, PRODUCTOS OU SERVIÇOS	MORADA/PAÍS	SÍTIO WEB ou E-MAIL
AGFA GEVAERT	Photogrammetric Films	B-2640 Mortsel BELGIUM	www.agfa.com
ANEBA, Geoinformatica	Topographic software (CARTOMAP)	Nicaragua 48. 2°, 6° 08029 - Barcelona SPAIN	www.aneba.com
ASAHI PRECISION	Theodolites, Levels, Total Stations (Pentax)	2-5-2 Higashi Oizumi Nerima-ku, Tokyo JAPAN	www.pentax.co.jp
CLARK LABS	Cartographic Software, GIS (IDRISI)	Clark University 950 Main Street Worcester, MA 01610-1477 USA	www.clarklabs.org
EARTH RESOURCE MAPPING (ERMAPPER)	imagery products and software for GIS database	4370 La Jolla Village Drive suite 900 San Diego CA USA	www.ermapper.com www.earthetc.com
ERDAS	Images Processing software	USA	www.esdas.com
ESRI	GIS (ArcInfo, ArcView)	USA	www.esri.com info@esri.com
EURIMAGE	Imagery Products	Viale e. D'Onofrio 212, 00155 Rome, Italy	
GARMIN Int.	GPS Navigators	1200E 151 st., Street Olathe, KS 66062 – USA	www.garmin.com
GEOMATECH	Geomatics, GIS and cartography services and assistance	2, rue Philippe Lebon, BP 102, 44612, Saint Nazaire, FRANCE	geomatech@wanadoo.fr

GODDARD SPACE FLIGHT CENTER	Remote Sensing Assistance	USA	http://www.gsfc.nasa.gov
Hewlett-Packard	Hardware	USA	www.hp.com
Institute Cartografic de Catalunya	Cartographic, geomatics, photogrammetric and remote sensing services	Parc de Montjuic s/n, 08038 Barcelona, España	www.icc.es
INTERGRAPH CORPORATION	Soft/Hardware and images for Cartographic processing	P.O. Box 6695 Mailstop MD IW17A2 Huntsville Al 35894-6695 USA	http://imgs.intergraph.com www.intergraph.com
ISM Europe S.A.	Photogrammetric software and hardware, and services.	Passeig de Fabra i Puig 46, 08030, Barcelona, ESPAÑA	sales@ismeurope.com www.ismeurope.com
ITC	Photogrammetric and Cartographic assistance	Hengelostraat 99 P.O BOX 6 THE NETHERLANDS	www.itc.nl ilwis@itc.nl
KODAK, GROUPE ALTA	Films for Photogrammetry GIS, Cartography, Remote processing	Hant Monts Inc 3645, Boulevard Sainte-Anne Beauport (Quebec) CANADA G1E3L1	www.kodak.com www.mb-gepair.com www.groupealta.com
LEICA GEOSYSTEMS AC	Total Stations Levels, Theodolites, GNSS, Photogramm. Cameras, Stereo plotters, Scanners	CH.9425 Heerbrugg SWITZERLAND	www.leica-geosystems.com
MAPINFO	Software for Cartography, Photogrammetry and GIS	USA	www.mapinfo.com
MicroImage, Inc	Software, Image processing TNT MIPS software	11 th . Floor, The Sharp Tower 206 south 13 th street Lincoln. NE 68508-2010 USA	www.microimages.com
OMNISTAR, INC.	Worldwide (satellite based) DGPS Service	8200 Westglen Dr. 77063-Houston, TX USA	www.omnistar.com
PCI GEOMATICS	Software for cartography and GIS	50 west Wilmon Street, Richmond Hill, Ontario CANADA L4B1M5	www.pci.on.ca sales@pci.on.ca
P.GEERDERS Consultancy	Marine and coastal remote sensing applications services	Kobaltpad 18, 3402 JL, Ijsselstein, THE NETHERLANDS	pgcons@wxs.nl plaza.wxs.nl/pgconsult/
RADARSAT International	Images and Image Products.	CANADA	www.rsi.ca
RESEARCH SYSTEMS	ENVI Software	USA	www.rsinc.com
SITEM S.L.	Photography and satellite image processing, Digital Elevation Models cartography	Aragó 141-143, 08015 Barcelona, ESPAÑA	www.sitem-consulting.com
SOKKIA CO.LTD.	Total Stations Level, Theodolites	20-28, ASAHICHO 3-C HOME, MACHIDA,TOKIO,194-0023 JAPAN	www.sokkia.co.jp
SPOT Image	Remote Sensing Images, Products, etc.	FRANCE	http://www.spotimage.com
THALES NAVIGATION	GNSS (ASHTECHMAGUPELLA N)	471 El Camino Real Santa Clara, CA 950050 – USA	www.ashtech.com

TRIMBLE NAVIGATION	GNSS, Total Stations, Theodolites, Levels, geodetic and topo- cartographic software	645 North Mary Ave. Sunnyvale, CA 94088-3642 USA	www.trimble.com
XYZ Sistemas Industriales S.A.	Cartographic and data base handling for their use with Internet Mapper application	Av. Infantes 105, 39005 Santander, Cantabria. ESPAÑA	www.imapper.com
Z/I Imaging Corporation	Cameras, Scanners, Stereo- plotters, GIS	301 Chochran Road, Suite 9 Huntsville AL USA 35824	www.ziimaging.com
