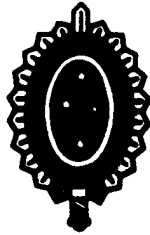


T 34-601



MINISTÉRIO DO EXÉRCITO
ESTADO-MAIOR DO EXÉRCITO

Manual Técnico

APOIO SUPLEMENTAR PARA
AEROTRIANGULAÇÃO
E RESTITUIÇÃO

1.^a Edição
- 1976 -

Preço: Cr\$ 15,00

<p>CARGA</p> <p>Em.....</p>



1911

1911

1911

PORTARIA nº 049-EME, de 05 de outubro de 1976.

MANUAL TÉCNICO T 34-601

(APROVAÇÃO)

O CHEFE DO ESTADO MAIOR DO EXÉRCITO, usando da atribuição que lhe confere o Artigo 55 das "Instruções Gerais para as Publicações do Ministério do Exército" (IGPME), aprovadas pela Portaria Ministerial nº 1.335, de 04 de setembro de 1975,

R E S O L V E

Aprovar o Manual Técnico T 34-601 - APOIO SUPLEMENTAR PARA AEROTRIANGULAÇÃO E RESTITUIÇÃO.

**Gen Ex FRITZ AZEVEDO MANSO
Chefe do E M E**

ÍNDICES DOS ASSUNTOS

	Prf	Pag
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1-1/1-3	1-1
CAPÍTULO 2 – FOTOGRAMETRIA E FOTOGRAFIA AÉREA.	2-1/2-6	2-1
CAPÍTULO 3 – INSTRUMENTOS USADOS NO APOIO SUPLEMENTAR	3-1/3-10	3-1
CAPÍTULO 4 – ACONDICIONAMENTO, MANUTEN- ÇÃO E AJUSTE DOS INSTRUMEN - TOS DE CAMPO.	4-1/4-4	4-1
CAPÍTULO 5 – TRABALHOS DE CAMPO DO APOIO SUPLEMENTAR	5-1/5-5	5-1
CAPÍTULO 6 – PONTOS DE APOIO PARA AEROTRI- ANGULAÇÃO E RESTITUIÇÃO FO- TOGRAMÉTRICAS		
ARTIGO I – Pontos de apoio	6-1/6-3	6-1
ARTIGO II – Seleção dos pontos	6-4/6-6	6-2
ARTIGO III – Marcação e descrição dos pontos	6-7/6-8	6-3
ARTIGO IV – Gráfico de pontos-Indicação na foto ..	6-9/6-10	6-4
CAPÍTULO 7 – APOIO SUPLEMENTAR POR TRIAN- GULAÇÃO TOPOGRÁFICA E IN- TERSEÇÃO.	7-1/7-5	7-1
CAPÍTULO 8 – POLIGONAÇÃO		
ARTIGO I – Poligonais taqueométricas	8-1/8-7	8-1
ARTIGO II – Poligonais altimétricas e eletrônicas. . .	8-8/8-9	8-16
CAPÍTULO 9 – RESULTADOS FINAIS	9-1	9-1

NOTA

Os usuários deste Manual são solicitados a apresentar sugestões, que possam ampliar sua clareza e exatidão. As observações deverão referir-se à página, ao parágrafo e à linha do texto, correspondentes à modificação sugerida. A fim de assegurar compreensão e avaliação exata, devem ser apresentadas justificativas sobre cada observação. As sugestões deverão ser enviadas ao Departamento de Engenharia e Comunicações, de acordo com o Art 71 das IGPMEx.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1-1. FINALIDADE

O apoio suplementar tem por objetivo estabelecer uma relação entre as características físicas do terreno ou suas imagens nas fotos e os paralelos e meridianos imaginários que formam o sistema de coordenadas geográficas; inclui, também, a determinação das altitudes desses pontos, em relação ao plano de referência (nível médio dos mares), para a área a representar. O apoio suplementar é instituído a partir do apoio básico, o qual está referenciado aos sistemas de coordenadas e a um ponto inicial chamado **datum**.

1-2. DEFINIÇÕES

a. Apoio básico — É o apoio, de maior precisão, que forma uma rede rígida de pontos, cujas posições são consideradas fixas.

b. Apoio suplementar — É o apoio adicional, horizontal e vertical, usado na cartografia, para estabelecer as posições de detalhes identificados no terreno. Pode ter a função adicional de determinar pontos materializados ou identificáveis nas fotos, para uso em levantamentos de recursos naturais ou cadastrais.

1-3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO APOIO SUPLEMENTAR

a. O apoio suplementar requer muitas vezes o uso de todos ou quaisquer dos métodos de levantamento existentes. Deve-se conhecer os diferentes métodos para se selecionar o melhor, de acordo com o terreno e outras condições, tais como o equipamento, o pessoal e recursos disponíveis. No Brasil, o estabelecimento de redes de triangulação e as poligonais topográficas são os métodos correntes de apoio horizontal; os nivelamentos geométrico, trigonométrico e barométrico, ou a combinação desses, são usados freqüentemente para efetuar o apoio vertical.

b. O apoio suplementar, apesar de ser determinado com menor precisão que o apoio básico, por razões econômicas, requer os mesmos cuidados de outros levantamentos de maior precisão, na execução dos trabalhos.

CAPÍTULO 2

FOTOGRAMETRIA E FOTOGRAFIAS AÉREAS

2-1. DEFINIÇÕES

a. **Fotogrametria** — É a ciência ou arte de se obter medidas fidedignas por meios fotográficos. O procedimento mais corrente é o de se produzir cartas com fotografias aéreas usando-se instrumentos estereofotogramétricos. A fotogrametria é mais usada na preparação de cartas topográficas. Essas cartas são desenhadas em determinadas escalas e com símbolos comuns, feitas geralmente em forma retangular e de acordo com determinadas condições de precisão.

b. **Mosaico** — É a representação de uma porção da superfície terrestre, obtida cortando-se simplesmente as bordas das fotografias aéreas e justapondo-as de maneira que formem uma área contínua.

(1) **Mosaico controlado** — É o que está ligado ao apoio terrestre, para maior precisão, em escala e direção. Esses mosaicos são feitos com maior rapidez que as cartas topográficas comuns e têm a vantagem de mostrar, de forma mais evidente, muitas das características do terreno; pode-se colocar nomes, curvas de nível, e intensificar suas características colorindo-se os símbolos.

(2) **Mosaico não controlado** — É aquele obtido em função exclusiva das fotografias. A escala média aceita resultará da altura de vôo adotada. Contém todos os erros e deformações inerentes a uma fotografia.

(3) **Fotocarta** — É um mosaico, controlado ou não, sobre o qual se traça uma quadriculagem e uma moldura e se lança alguma nomenclatura. A escala é sempre aproximada.

(4) **Fotoíndice** — É o documento cartográfico auxiliar, constituído pela redução, em escala conveniente, da montagem das faixas de cobertura fotográfica.

c. **Ortofoto** — É uma fotografia resultante da transformação de uma foto original, que é uma perspectiva central do terreno, em uma projeção ortogonal sobre um plano, da qual se eliminam os erros de escala por meio de um procedimento especial, com um aparelho chamado ortoprojetor.

2-2. COBERTURA AEROFOTOGRAFICA

Câmaras de precisão especial, montadas em avião, tomam fotografias verticais

sobrepostas em faixas, à medida que o avião voa em linhas paralelas sobre a área a fotografar. Cada exposição cobre parcialmente a anterior (superposição longitudinal) geralmente em 60%, para possibilitar uma cobertura estereoscópica. Para assegurar uma cobertura total da área, as faixas também se cobrem lateralmente em proporção de 10 a 30% (Ver Manual T 34-301 -- Execução de Vôo Fotogramétrico).

2-3. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O VÔO FOTOGRAMÉTRICO

a. A altura de vôo é determinada sobre o plano de altitude média do terreno, observando-se alguns detalhes que caracterizam o projeto, entre os quais se destacam: escala da carta, curvas de nível, tipo do terreno, precisão do fator "c" dos instrumentos estereoscópicos empregados, precisão que se deseja para a carta e densidade de distribuição do apoio.

b. O contrato para a execução do vôo fotográfico é feito pelo órgão encarregado do levantamento, contendo todos os requisitos necessários para a execução do projeto, tais como: superposição longitudinal e lateral, altitude e direção do vôo, escala da fotografia, etc.

c. Outras imposições de vôo são necessárias para evitar a tomada de fotografias, tais como: de zonas muito escuras; de encostas de colinas com sombras, pelo fato de se fotografar muito cedo ou muito tarde; problemas de escala, em virtude das grandes mudanças de altitudes do terreno, quando o vôo se verifica em terreno acidentado com grandes variações de altitudes.

d. A fotografia deve estar livre de áreas nebulosas, fumaça ou névoa. Não deve haver variação na altitude, no rumo ou inclinação do avião.

2-4. PREPARO DAS CARTAS

a. Os topógrafos do apoio suplementar e os reambuladores têm a seu cargo os levantamentos de campo e preparam as fotografias que serão usadas na fotogrametria.

b. Na fotogrametria existem duas fases principais para o preparo de cartas baseadas em fotografias aéreas controladas e reambuladas: orientação e restituição. As orientações relativa e absoluta fazem com que as fotografias se ajustem ao apoio terrestre. A restituição constitui o desenho do terreno, incluindo correções através das quais se consegue maior precisão e um acabamento perfeito.

2-5. TRIANGULAÇÃO AÉREA

a. A área de superposição de duas fotos sucessivas em uma faixa de vôo chama-se modelo. Os modelos devem ser orientados para utilização em um instrumento fotogramétrico. Essa orientação requer um mínimo de dois pontos horizontais e três pontos verticais de controle (o mesmo ponto pode ser utilizado para controle planimétrico e altimétrico). Na prática não é necessário fazer-se levantamento de campo para o controle de cada modelo. A triangulação aérea da faixa fotográfica elimina essa necessidade, servindo de enlace entre os modelos controlados por pontos do terreno, que são estabelecidos a intervalos especificados.

b. Quando em uma faixa o primeiro modelo se orienta por controle terrestre,

T 34-601

2-5/2-6

o seguinte é controlado geometricamente, triangulando-se o novo modelo, tomando-se por base o modelo orientado. Essa triangulação estende-se de modelo a modelo, até atingir o seguinte, com controle terrestre; nesse último aparece o erro da triangulação aérea, que pode ser distribuído pelos modelos triangulados.

c. O ajustamento em blocos é outro método de orientação de fotografias. O controle de campo nesse tipo de ajustamento é colocado no perímetro da área. Esse método requer uma menor quantidade de pontos de campo e permite conseguir-se uma boa rigidez interna.

d. Depois de feito o ajuste e a orientação do instrumento fotogramétrico o operador observa a verdadeira projeção ortográfica da fotografia no plano da carta, procedendo-se em seguida a restituição ou desenho mecânico da imagem observada.

2-6. PLANEJAMENTO DO APOIO SUPLEMENTAR

a. Embora a seção de fotogrametria indique os requisitos para o apoio suplementar, o elemento encarregado desse trabalho deve conhecer as bases do mesmo, a fim de efetuar inteligentemente as mudanças que se façam necessárias. O apoio suplementar desejado é indicado da seguinte maneira:

(1) linhas traçadas, com lápis dermatográfico no foto-índice, delimitando as áreas dentro das quais poderão ser localizados os pontos, de acordo com a triangulação desejada;

(2) retângulos, com lápis dermatográfico sobre cada foto, onde seja preciso o apoio, indicando os limites de uma área dentro da qual se deseja o ponto;

(3) instruções para espaçar o apoio, de acordo com as normas existentes.

b. Ao planejar o apoio suplementar, o passo será reunir as fotos, os foto-índices e a carta mais conveniente da área; essa carta deverá mostrar as principais vias de acesso, drenagem, cidades e povoados. Caso não se disponha de uma carta, pode-se traçar, no foto-índice, o desenho aproximado das principais características: cidades, estradas, etc.

CAPÍTULO 3

INSTRUMENTOS USADOS NO APOIO SUPLEMENTAR

3-1. TRÂNSITOS E TEODOLITOS

a. Não existe, hoje em dia, uma diferença definida entre um trânsito e um teodolito. Pode-se dizer que o teodolito é um instrumento de maior precisão, mas ambos são utilizados para medição de ângulos ou direções.

b. A Diretoria do Serviço Geográfico (DSG) usa normalmente teodolitos com precisão de leituras de 1" e 0,1". Características mais detalhadas desses instrumentos podem ser obtidas de seus fabricantes. O teodolito mais usado no apoio suplementar é o de leitura até 1".

(1) Os trânsitos e teodolitos são classificados, também, como instrumentos de repetição ou de direção. Os primeiros contém 2 (dois) círculos concêntricos horizontais que podem girar independentemente ou unidos, o que permite a medição de um ângulo por repetição quantas vezes se queira.

(2) O teodolito ou trânsito de 1" de leitura é usado para medir direções verticais e horizontais até 1" e os cálculos feitos até 0,1". É um instrumento leve, compacto e portátil, tendo como proteção um estojo. Pode ser centrado sobre um ponto por meio de um prumo de cordão ou pelo prumo ótico. Possui iluminação interna para uso noturno e os ângulos verticais são lidos sobre o círculo vertical, como distâncias zenitais. O teodolito cuja leitura vai até 0,1" é semelhante ao de leitura até 1" e é também um instrumento de direção.

3-2. INSTRUMENTOS PARA MEDIDA ELETRÔNICA DE DISTÂNCIAS

Este assunto é abordado no T 34-801 – Instruções para o Emprego de Aparelhos Eletrônicos.

3-3. MIRA HORIZONTAL

a. A mira horizontal é uma barra de metal, muito precisa, quase sempre de 2 m de comprimento, apoiada horizontalmente sobre um tripé, com um ponto de visada muito fino em cada extremo da fita invar. Assim, os pontos de visada formam, sempre, uma base de exatamente 2 m de comprimento, colocada em ângulo reto com a visada do teodolito na outra estação, por meio de uma pequena luneta montada. O ângulo medido pelo teodolito, nessa base, determina a distância; esta é

3-3/3-7

T 34-601

sempre a distância horizontal seja qual for o declive. Com a mira horizontal deve-se usar um teodolito capaz de medir ângulos com bastante precisão.

b. Antes de existirem os equipamentos para medidas eletrônicas de distância, a mira horizontal, juntamente com o teodolito de precisão, era o método indicado para efetuar poligonais de 3ª ordem. Na maioria dos casos, a mira horizontal está sendo substituída por métodos eletrônicos; todavia é muito necessária e utilizada na medição de distâncias curtas ou em terrenos íngremes, porém é muito lenta para grandes poligonais.

3-4. TAQUEÔMETRO DE REDUÇÃO

O taqueômetro de redução é um instrumento tipo trânsito, com um retículo especial, com a propriedade de que as leituras de estadia podem ser reduzidas facilmente a componentes verticais e horizontais. É muito útil para estabelecer pontos de apoio suplementar, verticais e horizontais.

3-5. NÍVEIS

a. O nível é um instrumento usado para se obter diferença de elevação entre pontos. É essencialmente uma luneta montada sobre munhões, de modo que possa ser nivelada com exatidão para que a visada horizontal, definida pelo retículo, seja verdadeiramente horizontal, quando o instrumento está bem ajustado. Pode girar 360° em azimute.

b. O nivelamento que se faz por métodos exatos é de 1ª, 2ª ou de 3ª ordem e as linhas de nivelamento são monumentadas a intervalos com "Referências de Nível" de cota fixa. O apoio suplementar vertical estende-se geralmente dessa RN de cota fixa, por intermédio de outros tipos de instrumento; porém, por vezes, torna-se necessário estender linhas de nivelamento dentro da área desejada, quando essa área se encontra longe das linhas de nivelamento existentes.

3-6. ALTÍMETROS

Este assunto é abordado no T-34-604 – Nivelamento Barométrico.

3-7. MARCAS E SINAIS

a. Toda a rede ou cadeia geodésica deve ser conveniente e solidamente materializada no terreno. A materialização dos vértices das cadeias ou redes é conseguida por meio de pilares de concreto com garantias de durabilidade (ver o Manual T-34-407 – Marcas e Pilares).

b. Para se medir ângulos verticais e horizontais, sempre é necessário que se tenha um ponto bem nítido para o qual se deva dirigir a visada. Esse ponto, chamado sinal, pode ser um objeto qualquer, dependendo da precisão que se deseja no ângulo resultante, supondo-se que este seja função da distância e tamanho (ou perfeição) do sinal. Todos os sinais e suportes dos instrumentos devem ser centrados cuidadosamente sobre os pontos nas estações, caso contrário, a excentricidade deve ser medida com todo o cuidado.

c. Nas redes de 1ª e 2ª ordens (lados médios de 25 a 30 quilômetros) é comum não se conseguir, do solo, a intervisibilidade entre dois ou mais de seus vértices. Nesses casos, a intervisibilidade será assegurada pelo emprego de sinais elevados (torres) de ferro ou de madeira.

d. Nas redes de ordem inferior (3ª e 4ª) as observações angulares são feitas sobre sinais de madeira ou de ferro, instalados em cada um dos vértices, rigorosamente centrados sobre os respectivos pilares.

e. Em distâncias curtas, usa-se como sinal a estaca ou a baliza. Essa baliza, em condições favoráveis, pode ser vista a 3 ou 4 quilômetros. Em distâncias muito curtas é conveniente usar-se um prumo.

f. Para distâncias curtas ou médias (até 3 km durante o dia e 5 km à noite) são excelentes os alvos de pontaria portáteis, fabricados especialmente para serem colocados sobre tripés (podem ser iluminados interiormente para uso noturno). Nas poligonais, os alvos podem ser colocados e centrados na visada avante e, sem mover o tripé à medida que se ocupa a estação seguinte, pode-se colocar o teodolito sobre o mesmo tripé, que assim fica no mesmo ponto onde foi centrado o alvo; a visada a ré seguinte usará também esse ponto.

g. À medida que aumentam as distâncias são usados outros objetos como sinais, tais como: estacas com marcas, pirâmides de madeira, estacas com bandeiras, torres, etc; quando se tem meios é mais aconselhável usar-se sinais de luzes ou heliográficos.

3-8. LÂMPADAS DE SINALIZAÇÃO

São fabricadas especialmente para trabalhos topográficos de forma que possam ser dirigidas com precisão, colocadas sobre plataformas ou tripés ou uma sobre a outra (para dirigir o sinal a mais de uma estação). As luzes são vistas de dia a vários quilômetros e durante à noite, geralmente, a qualquer distância.

3-9. HELIOTRÓPIOS

São instrumentos que dirigem sinais refletindo os raios solares para outro ponto. Um simples espelho pequeno pode servir de heliográfico e é conveniente que se disponha de um a qualquer momento, a fim de assinalar a chegada em outras estações ou ajudar a distinguir os instrumentos eletrônicos para medir distâncias; são obtidos melhores resultados utilizando-se os aparelhos especialmente idealizados para esse propósito. Quando os raios solares são intensos, os heliográficos têm um alcance de visibilidade muito grande e devem ser orientados constantemente, já que o sol muda continuamente de posição.

3-10. CONSTRUÇÃO DE TORRES E SINAIS

Ver o Manual T-34-407 — Marcas e Pilares.

CAPÍTULO 4

ACONDICIONAMENTO, MANUTENÇÃO E AJUSTE DOS INSTRUMENTOS DE CAMPO

4-1. INSTRUÇÕES GERAIS

Os instrumentos em uso na DSG são, na maioria, importados. No comércio local não se encontram sobressalentes e acessórios, dificultando a recuperação do material danificado ou extraviado. É indispensável que os operadores tenham o máximo cuidado com os aparelhos, que são instrumentos delicados, caros e, em geral, de difícil substituição. Para maior conservação dos instrumentos é necessário dar-se uma especial atenção ao acondicionamento, transporte e manutenção do material.

4-2. ACONDICIONAMENTO DOS INSTRUMENTOS

a. Acondicionamento do Teodolito

(1) Para transporte a longas distâncias (por estrada de ferro, de rodagem, navio, etc) — Em caixa de madeira, geralmente fornecida pelo fabricante. Os instrumentos óticos possuem, além da caixa de madeira, uma capa (“bola”) metálica. Não se deve transportar tais instrumentos por ferrovia, rodovia, navio, avião, etc, fora das caixas de madeira, porque a trepidação do veículo é prejudicial, salvo quando o instrumento é transportado no colo do operador.

(2) Para o transporte do acampamento ao local de trabalho — Os instrumentos ótico-mecânicos, em geral, possuem caixas acolchoadas adequadas ao transporte como mochila, as quais devem ser utilizadas nos deslocamentos mencionados. Em caso contrário, deve-se usar caixa de madeira com suspensão adequada ao transporte.

(3) Durante a execução de medições — Quando nos deslocamentos curtos e a pé, o instrumento permanece atarrachado ao tripé e é conduzido na posição vertical; nos deslocamentos maiores, é acondicionado em capa metálica; quando em viatura, é transportado no colo do operador.

b. Acondicionamento do Tripé — Em estojo de couro ou lona, com dispositivo para o transporte a tiracolo.

c. Acondicionamento do Guarda-sol — Em estojo de couro ou lona, com dispositivo para o transporte a tiracolo.

d. Acondicionamento das Miras — Em caixa de madeira para duas miras.

e. Acondicionamento dos Acessórios — Os acessórios só serão distribuídos quando previsto o emprego dos mesmos; então terão acondicionamento adequado, para evitar danos e extravios. Os fabricantes, em geral, os fornecem em estojo de couro; nessas condições, serão reunidos e devidamente acondicionados em uma caixa de madeira.

4-3. MANUTENÇÃO DOS INSTRUMENTOS

a. Generalidades — Se os instrumentos em uso forem tratados com cuidado e estiverem sempre limpos, secos e lubrificados, raramente perderão seu ajuste. Em caso de acidente, ou depois de muito uso, poderão necessitar de um reajuste, o que não deverá ser realizado sem antes se determinar as causas do mesmo; folga, emperamento e sujeira poderão motivar desajustes. Os instrumentos deverão ser entregues, aos operadores, limpos e retificados, o que deverá ser feito anualmente ou antes do início dos trabalhos de campo.

b. Limpeza — Os instrumentos devem ser sempre mantidos adequadamente limpos e secos.

(1) Com um pedaço de pano macio se limpa o pó ou qualquer partícula.

(2) As lentes são limpas com um pincel adequado ou um pano limpo, sem pelos.

(3) As partes externas de metal devem ser esfregadas com um pano umedecido com óleo fino e enxutas cuidadosamente.

(4) Os tripés, também, devem ser limpos e enxutos.

c. Lubrificação — A maioria dos instrumentos modernos não necessita de lubrificação de campo, entretanto, os parafusos, grampos e outras peças movediças, expostos ao tempo, deverão ser lubrificados, vez por outra, com óleo fino, para que continuem trabalhando adequadamente e evitem danos nas engrenagens. O óleo deve ser secado quase completamente para impedir o acúmulo de pó. Também devem ser lubrificadas as cabeças dos tripés, as balizas, as trenas, as lâmpadas de sinalização, etc.

d. Cuidados gerais

(1) O transporte dos instrumentos deve ser feito com o máximo cuidado, evitando-se quedas e choques e que os mesmos sejam transportados deitados ou invertidos.

(2) Para guardar ou retirar o aparelho da caixa, afrouxam-se os parafusos de pressão dos limbos horizontal e vertical. Somente depois de acomodado o aparelho na caixa é que se fixam os parafusos.

(3) O aparelho, quando em estação, ficará abrigado dos raios solares por meio de guarda-sol.

(4) Em caso de acidente com o aparelho, este deverá ser recolhido à Seção, acompanhado de parte circunstanciada da ocorrência.

(5) No campo, nunca se deve desmontar o aparelho. Em princípio, durante os trabalhos, só devem ser feitas as pequenas retificações dos níveis azimutal e zenital. Quando o aparelho apresentar erro de colimação, excentricidade do limbo, etc, o operador solicitará providências ao Chefe da Seção.

(6) O equipamento eletrônico, para medida de distâncias, requer cuidados especiais, constantes de seus manuais.

(7) As balizas, quando não estiverem em uso, deverão ser guardadas sobre uma superfície lisa ou apoiadas verticalmente, para evitar que se curvem.

(8) Os altímetros devem ter as tampas fechadas, antes de transportá-los a altitudes acima da capacidade do instrumento, para evitar danos ao mecanismo.

4-4. AJUSTE DOS INSTRUMENTOS

a. Generalidades — Os instrumentos, quando recebem o cuidado necessário e são usados de forma adequada, raramente necessitam de ajuste. No ajuste são seguidas normalmente três fases: prova, ajuste e verificação. Serão descritos apenas os ajustes do teodolito e do nível, por serem os instrumentos mais usados. No caso de outros instrumentos, menos usados no apoio suplementar, necessitarem ajuste no campo, deverão ser seguidos os manuais específicos.

b. Teodolito — Depois de se comprovar que o tripé está em boas condições, serão feitos os seguintes ajustes e provas, sempre com o instrumento firmemente instalado.

(1) Nível horizontal

(a) Colocar a bolha circular no centro, usando os três parafusos calantes.

(b) Girar o instrumento de madeira que o nível horizontal mantenha-se paralelo a um par de parafusos e levar a bolha para o centro.

(c) Girar o teodolito de 180° . Se a bolha não estiver centrada, corrigir a metade da diferença com os parafusos calantes e a outra metade ajustando os parafusos do nível.

(d) Girar o teodolito de 90° de forma que o nível fique perpendicular à linha que une os dois parafusos já usados anteriormente. Levar a bolha ao centro com o terceiro parafuso calante. Isto deve colocar o eixo vertical na sua posição.

(e) A prova deve ser repetida usando-se outro par de parafusos calantes.

(2) Verificação do prumo ótico — Com o eixo vertical centrado, de acordo com o subparágrafo anterior, verifica-se cuidadosamente se a marca aparece no centro do círculo do prumo ótico; se isso não ocorrer, usam-se os parafusos do prumo ótico para centrar a marca.

(3) Colimação

(a) Apontar a luneta para um objeto bem nítido a algumas centenas de metros e fazer a leitura do círculo horizontal; inverter a luneta e fazer novamente a leitura. A diferença entre as duas leituras, reduzidas a 180° , dará duas vezes o erro de colimação.

(b) Fixa-se o tambor do micrômetro no valor médio das duas leituras micrométricas e gira-se o parafuso de chamada micrométrica, para fazer com que as linhas coincidam novamente.

(c) Faz-se, depois, o ajuste, deslizando o diafragma para refazer a pontaria para o objeto. Este diafragma está situado à frente da ocular e o movimento é controlado por três parafusos, dois de um lado e um do outro. Se for preciso mover-se o diafragma para a esquerda, afrouxa-se os dois parafusos oblíquos que se encontram à direita, na mesma proporção e, em seguida, aperta-se moderadamente o parafuso horizontal da esquerda.

(d) Repete-se a prova e o ajuste até que o erro de colimação se encontre dentro de 10 segundos.

(e) Finalmente, aponta-se para o objeto e move-se a luneta lentamente de cima para baixo, para se verificar se o retículo vertical se mantém sobre o objeto. Caso isto não ocorra, gira-se em sentido oposto os dois parafusos oblíquos do diafragma, até que o retículo vertical permaneça sempre sobre o objeto.

(4) Nível de colimação

(a) Aponta-se o retículo horizontal para um objeto bem definido, centra-se a bolha do nível vertical e faz-se a leitura.

(b) Repete-se a operação com a luneta invertida.

(c) A diferença para 360° é o erro de índice; para reduzi-lo, calcula-se a distância zenital através da fórmula

$$A = \frac{A_1 + 360^{\circ} - A_2}{2}$$

em que A_1 e A_2 são respectivamente as leituras direta e inversa.

(d) Com a luneta direta, fixa-se a distância zenital no micrômetro e leva-se o retículo horizontal exatamente sobre o objeto, com o parafuso de chamada micrométrica do nível vertical, e centra-se a bolha do nível por meio dos parafusos de ajustes. A prova deve ser repetida.

c. Níveis

(1) Os níveis são de várias classes e os itens seguintes descrevem as provas efetuadas e os ajustes em geral.

(a) Escolhe-se uma superfície plana, mais ou menos nivelada, onde possa ser feita uma visada de uns 100 metros. Mantendo-se as miras sobre pontos estáveis em cada extremo do terreno, coloca-se primeiro o nível em A a uns 5 ou 10 metros de uma das miras e fazem-se as leituras a ré (R_1) e avante (R_2).

(b) Coloca-se o nível em B, próximo a outra mira, e fazem-se as leituras R_3 e R_4 . Assim teremos

$$C = \frac{(R_1 + R_3) - (R_2 + R_4)}{(d_2 + d_4) - (d_1 + d_3)}$$

em que C é o fator do erro vertical por unidade de comprimento e d_1 , d_2 , d_3 , e d_4 são as distâncias de estádias correspondentes às leituras. As leituras R_2 e R_4 devem ser corrigidas de refração e esfericidade antes de entrarem na fórmula (Tab 4-1).

(c) Se C for positivo, o instrumento está apontado para baixo; se for negativo, para cima. Se C excede 0,010 deve-se ajustar o nível, não sendo recomendável ajustá-lo quando menor que 0,005.

(d) Para se ajustar o nível, deve-se ajustar um dos extremos do tubo que contém o nível de bolha, de acordo com o abaixo descrito:

— aponta-se para uma das miras distantes (o instrumento estará nessa posição após a última leitura de verificação), nivelando-se a bolha e lendo-se o fio intermediário;

– multiplica-se C pela soma das distâncias e muda-se a leitura dessa quantidade com o micrômetro ou com o parafuso de chamada micrométrica; para cima, se C for positivo e para baixo, se negativo;

– centra-se a bolha com o parafuso de ajuste. A prova deve ser repetida para determinar o valor residual de C.

d. Outros Instrumentos

(1) Os altímetros devem ser calibrados, toda vez que forem utilizados, comparando-os com um manômetro comum (Ver o Manual T-34-604 – Nivelamento Barométrico).

(2) As trenas devem ser comparadas ocasionalmente com uma trena padrão, calibradas, mantendo-se um registro das diferenças em uma caderneta.

(3) Os demais instrumentos usados no controle suplementar, em geral, não requerem ajuste.

Tab 4–1. Tabela de refração e esfericidade.

DISTÂNCIAS (METROS)	CORREÇÃO NA LEITURA DA MIRA (mm)
0 – 27	0,0
28 – 47	– 0,1
48 – 60	– 0,2
61 – 72	– 0,3
73 – 81	– 0,4
82 – 90	– 0,5
91 – 98	– 0,6
99 – 105	– 0,7
106 – 112	– 0,8
113 – 118	– 0,9
119 – 124	– 1,0
125 – 130	– 1,1
131 – 136	– 1,2
137 – 141	– 1,3
142 – 146	– 1,4
147 – 150	– 1,5

CAPÍTULO 5

TRABALHOS DE CAMPO DO APOIO SUPLEMENTAR

5-1. RECONHECIMENTO

a. No apoio suplementar, os elementos principais no reconhecimento são a escolha adequada, na fotografia, da área onde deverão ser selecionados os pontos de apoio e, posteriormente, a escolha da exata posição desses pontos no terreno, de modo que suas determinações sejam econômicas e atendam às prescrições técnicas.

b. Deve-se iniciar estudando a fotografia e a situação desejada dos pontos de apoio; verifica-se como o ponto será ligado ao apoio existente e, considerando-se o método de levantamento para a determinação do mesmo, chega-se finalmente ao planejamento mais conveniente.

c. Muitas vezes é necessário escolherem pontos situados em propriedades privadas; devem ser respeitados os direitos de propriedade e, se possível, obter-se permissão para a entrada nas referidas propriedades.

d. As fases posteriores do trabalho serão muito facilitadas se forem dadas, aos donos ou residentes, explicações do que se está realizando e solicitando sua cooperação.

e. Deverão ser evitados danos nas propriedades e, no que se refere à portei- ras, deverão ser fechadas, se assim forem encontradas.

5-2. DEMARCAÇÃO

a. Os pontos de apoio suplementar não devem ser sinalizados; é suficiente demarcá-los com uma estaca de madeira, aflorando de 1 a 3 cm, adequada para os preservar durante o tempo em que se leve a cabo o levantamento ou a fase de restituição cartográfica.

b. Se o levantamento do ponto de apoio suplementar implicar em se estender a grandes distâncias, desde o apoio básico, far-se-á levantamento de apoio e se estabelecerá o ponto com uma marca ou pilar; entretanto, deve-se recordar que um ponto demarcado tem que ser estabelecido por meio de levantamento de 3ª ordem, ou mais preciso.

5-3. POLIGONAÇÃO

a. Generalidades

(1) O processo poligonométrico é o comumente empregado para a deter-

minação de pontos de apoio para a restituição e aerotriangulação. Como dados básicos para a poligonização existem a rede geodésica local e os pontos trigonométricos auxiliares, especialmente determinados.

(2) De um modo geral uma poligonal parte de um ponto geodésico ou de um ponto trigonométrico auxiliar, especialmente determinado e, através de grande número de medidas angulares e lineares, para pontos intermediários, chega-se a outro ponto de coordenadas conhecidas.

b. Classificação das Poligonais — Classificam-se em poligonais principais, poligonais secundárias e poligonais a bússola. Podem ser citadas, ainda, as poligonais altimétricas e as abertas.

(1) Poligonais principais — São as poligonais ligadas a 2 pontos trigonométricos, tais como a poligonal entre os sinais A e B (Fig 5-1) e as executadas em torno de um mesmo ponto, como em D (Fig 5-1).

(2) Poligonais secundárias — São as poligonais que ligam 2 pontos das poligonais principais ou um desses pontos a outro trigonométrico, como a que liga a estação 3 ao ponto 3a (Fig 5-1).

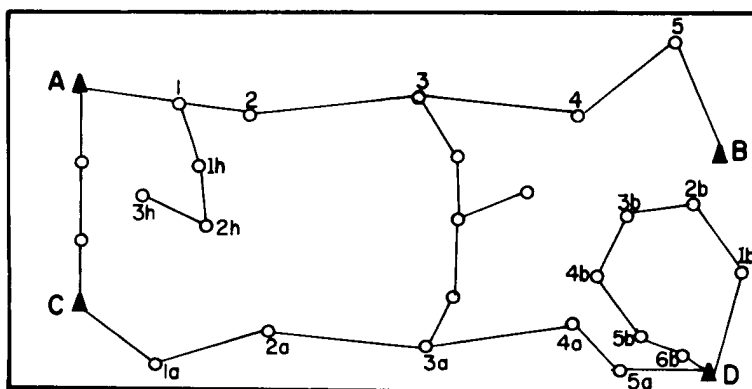


Fig 5-1. Poligonais principais e secundárias.

(3) Poligonais a bússola — São as poligonais empregadas em levantamentos expeditos.

(4) Poligonais altimétricas — São as poligonais executadas entre pontos de altitudes conhecidas, para a determinação das altitudes de pontos intermediários, cuja situação planimétrica não se interessa conhecer.

(5) Poligonais abertas — São as poligonais que partem de um ponto conhecido e terminam no ponto a determinar. Como essas poligonais não têm controle, só são empregadas quando, no máximo, existirem 3 lances.

c. Tipos de Poligonal

(1) Poligonal a trena — Utilizada apenas em casos excepcionais, quando as distâncias são curtas e os lances situam-se ao longo de estradas ou áreas planas. Não existindo essas condições, tal tipo de poligonal deve limitar-se apenas a conexões de poucas centenas de metros.

(2) Poligonal eletrônica — O uso de instrumentos eletrônicos de medida de distância torna esse método muito conveniente e o mais usado para o apoio su-

plementar, devendo possibilitar, na maioria das vezes, a medição direta do apoio básico do ponto a determinar em um só lance. A distância máxima em que se pode medir um lance, normalmente, é limitada pela intervisibilidade para medição de ângulos ou por características técnicas do projeto.

(3) Poligonal a mira horizontal – Este tipo de poligonal é apropriado para levantamentos curtos, em terrenos muito escarpados, onde o encadeamento seria muito difícil e lento.

5-4. TRIANGULAÇÃO

a. Generalidades

(1) As redes de triangulação geodésica de 1ª ordem são convenientemente adensadas com a inclusão de pontos de 2ª e 3ª ordens. Desses pontos parte a topografia, com vistas a determinação dos pontos de apoio indispensáveis para a aerotriangulação e restituição fotogramétricas.

(2) Não sendo a rede geodésica, em geral, suficientemente densa para a amarração das poligonais que irão determinar aqueles pontos de apoio, torna-se mister que a topografia proceda a inserção de novos pontos, ditos de 4ª ordem, devidamente assinalados, que podem ser determinados por triangulação topográfica ou, mais frequentemente, por interseção.

b. Triangulação topográfica – Quando é necessário determinar grande número de pontos de 4ª ordem, pode ser conveniente formar uma rede de triângulos, admitindo-se o fechamento angular dos mesmos dentro da precisão de medida do instrumento utilizado. A partir dessa rede de triangulação são determinados, então, os pontos de apoio, geralmente por interseção e normalmente por interseção à ré.

c. Triangulação independente de 3ª ordem – Em regiões ainda não atingidas pela rede geodésica de 1ª ordem, para apoio das operações topográficas de mapeamento, estabelece-se uma rede independente de 2ª ou 3ª ordem (ver o Manual T 34-400 – Triangulação e Trilateração Geodésicas). O estabelecimento dessa rede comporta: reconhecimento e construção de sinais, medida de base, determinações astronômicas, medições angulares e cálculos e compensação da rede.

d. Estações auxiliares – Quando se chega perto de um ponto de apoio de campo, por meio de triangulação ou de poligonais eletrônicas, nem sempre é possível incluí-lo como estação na poligonal ou na rede. A estação estabelecida mais próxima de ponto, com o propósito de o determinar, recebe o nome de estação auxiliar e será numerada com o prefixo 8.

5-5. APOIO SUPLEMENTAR VERTICAL

a. Finalidade – O apoio suplementar vertical tem por objetivo a determinação das altitudes dos pontos de apoio vertical, para aerotriangulação e restituição fotogramétricas.

b. Métodos de nivelamento – O estabelecimento de um ponto de apoio vertical está intrinsecamente ligado à precisão que se deseja alcançar; assim, o método de levantamento será baseado na precisão que se espera desse ponto. A determinação de um ponto de apoio suplementar vertical (ponto V) poderá ser feita por um dos métodos abaixo.

(1) Nivelamento Geométrico — É o mesmo método que se usa para levantamentos do apoio básico vertical. Pode ser planejado quando as RN estiverem próximas dos pontos V e a ligação seja fácil ou quando se necessita de uma grande precisão. É quase obrigatório para intervalos de curva de nível de 2m ou menores.

(2) Nivelamento Trigonométrico — É usado amplamente em apoio para a cartografia, onde a precisão requerida não seja menor que 1m e desde que não ultrapasse 100 km, entre controles de ordem mais elevada. As observações devem ser recíprocas, tão simultâneas quanto possível e os lances não devem ultrapassar de 30 km. Este método é o mais usado na determinação dos pontos V para o apoio suplementar, pelas muitas vantagens que apresenta; pode ser realizado na mesma ocasião em que é feito o apoio horizontal, não requerendo mão de obra e equipamento adicionais; pode ser usado com medida eletrônica de distâncias e, para as conexões curtas, distâncias de mira horizontal.

(3) Nivelamento Barométrico — É amplamente utilizado para a determinação de pontos de apoio para cartas na escala de 1:100.000 ou menores. Para o intervalo entre curvas de nível de 40 m, ou maiores, um erro na determinação desses pontos de 4 m satisfaria os requisitos e esta precisão é perfeitamente possível de ser alcançada por medições barométricas. Este método tem a vantagem de ser muito rápido e econômico.

(4) Nivelamento a Estadia — São nivelamentos que utilizam as miras de estadia para as visadas e as leituras. As alturas determinadas em distâncias até 2 ou 3 km são precisas, dentro de 1 m, se as linhas estão ligadas a controle de maior precisão em cada extremo ou são medidas duas vezes.

(5) Nivelamento Rápido — É o nivelamento geométrico com visadas mais distantes e onde não é mantida a igualdade de distâncias entre as visadas (apesar de que, para distâncias muito grandes, devem ser feitas as correções de refração e esfericidade) e pode-se usar qualquer luneta de nivelamento, como o trânsito, desde que esteja bem ajustada. O nivelamento rápido deve ter uma precisão de 0,5m em 5 km e não deve ser usado para o estabelecimento de RN. É amplamente utilizado na determinação de pontos V.

CAPÍTULO 6

PONTOS DE APOIO PARA AEROTRIANGULAÇÃO E RESTITUIÇÃO FOTOGRAMÉTRICAS

ARTIGO I

PONTOS DE APOIO

6-1. GENERALIDADES

Os pontos de apoio nas fotografias, segundo características peculiares, e determinados no terreno por qualquer dos processos conhecidos, chamam-se pontos de apoio.

a. Pontos de apoio horizontal e vertical (pontos HV) – São pontos cujas coordenadas planimétricas e altimétricas são determinadas.

b. Pontos de apoio vertical (pontos V) – São pontos em que são determinadas apenas as altitudes.

c. Pontos de apoio horizontal (pontos H) – São os pontos em que são determinadas apenas suas coordenadas planimétricas.

6-2. PONTOS DE APOIO PARA AEROTRIANGULAÇÃO E RESTITUIÇÃO

Para a aerotriangulação e restituição são necessários pontos de apoio tanto horizontal como vertical. O número e a situação desses pontos variam com o aparelho empregado e o processo para aerotriangulação.

6-3. ESCOLHA E MARCAÇÃO DOS PONTOS

Já se falou sobre os requisitos fotogramétricos para situar os pontos de apoio no Capítulo 2. Serão agora estudados os detalhes para a escolha e demarcação dos referidos pontos.

a. Serão marcadas nas fotos com lápis dermatográfico vermelho, em forma de círculo, áreas que preencham os requisitos fotogramétricos. O ponto poderá ser escolhido em qualquer parte dessa área.

b. Os itens seguintes detalham as condições em que seria conveniente escolher um ponto fora do círculo e o procedimento a adotar.

(1) Para economia de tempo e esforço, o ponto poderá ser colocado fora da área assinalada mas não deve mover-se da área de superposição lateral e não deve passar de 2cm do bordo de nenhuma das fotografias.

(2) O ponto vertical não é de muita utilidade quando estabelecido próximo ao centro da fotografia; deve ser colocado pelo menos a 7,5cm da linha que passa pelo centro da foto, na direção do voo.

(3) Quando em uma área se necessita de apoios vertical e horizontal ao mesmo tempo, será melhor considerar separadamente os requisitos para cada tipo de apoio e aplicá-los a um só ponto. O ponto assim determinado servirá tanto para o apoio horizontal quanto para o vertical (pontos HV).

ARTIGO II

SELEÇÃO DOS PONTOS

6-4. GENERALIDADES

a. A seleção de um ponto de apoio suplementar apropriado requer muito cuidado e o conhecimento do tipo e tamanho do detalhe a eleger. A habilidade do reconhecedor, para identificar no terreno o ponto selecionado na fotografia, sem nenhuma dúvida, torna-se muito importante e a seleção deve ser controlada verificando-se as distâncias a outros objetos, fáceis de identificar, que existam na vizinhança. Um dos requisitos para esta tarefa é a familiarização com a fotografia aérea; deve-se possuir visão estereoscópica, alguns conhecimentos de foto-interpretação e, no que concerne à fotografia, habilidade de orientação.

b. Na DSG a quantidade de pontos para controlar a fotografia é a mínima indispensável, portanto é muito importante a boa seleção e identificação perfeita. Um levantamento que se faça com todo cuidado, resultaria inútil se fosse determinado um ponto identificado com equívoco.

6-5. ESCOLHA DOS PONTOS

Muito importantes na seleção de pontos apropriados são as escalas cartográficas da região a trabalhar e a escala das fotografias; também influência a escolha do instrumento que será usado na aerotriangulação e restituição. A cartografia em escala grande requer uma definição mais aprimorada do ponto que a de escala pequena. Uma árvore grande talvez seja adequada para a escala pequena, mas a escala grande usaria a interseção bem definida de dois caminhos estreitos. O ponto selecionado para o controle vertical (ponto V) não necessita ser tão bem definido como para o controle horizontal (ponto H), mas deve estar situado em um local bastante plano.

6-6. TIPOS DE PONTOS

a. Os seguintes tipos, em geral, são bons para pontos de apoio:

(1) interseção, em ângulo reto ou quase reto, de linhas de ferrovias ou

rodovias, caminhos, trilhas, canais estreitos e cercas bem definidas;

- (2) esquinas, bem definidas, de bosques, campo, cercas ou terrenos limpos;
- (3) esquinas de edificações (sem sombra) ou o centro de um edifício pequeno;
- (4) base de uma árvore isolada (que não seja muito grande).
- (5) interseções de linhas de desaguamento bem definidas;
- (6) centros de caixas d'água, chaminés, torres de igreja ou outras torres, se são vistas claramente no modelo.
- (7) pontas agudas do terreno em lagos ou charcos;
- (8) centro de pontes pequenas.

b. Para a cartografia em escala grande, alguns dos exemplos anteriores não seriam adequados. Arbustos pequenos (cerca de 1 m de diâmetro e 1 m de altura) seriam usados em vez de árvores.

c. Não se deve escolher pontos em áreas com sombras. O ponto deve ser visto claramente em duas fotos adjacentes para que possa ser observado estereoscopicamente.

d. Quando os cantos das linhas divisórias do terreno tiverem que ser localizados fotograficamente, como nos levantamentos cadastrais, deverá furar-se na foto o ponto exato estabelecido, sempre que seja visível; não o sendo, deverá ser assinalado o ponto mais próximo, exatamente identificável, e far-se-á um levantamento do mesmo até o canto. Este levantamento deverá ter uma precisão pelo menos de 3ª ordem, controlando-se o azimute em uma direção de azimute conhecido ou por observação astronômica. Isto deve ser feito mesmo que a distância seja de poucos metros; se for menor que 10 m, será suficiente medir-se o rumo com uma bússola, porém outro observador deverá verificar e anotar o rumo uma segunda vez. Somente o ponto identificado deve ser furado na fotografia.

ARTIGO III

MARCAÇÃO E DESCRIÇÃO DOS PONTOS

6-7. MARCAÇÃO

Como foi dito em capítulo anterior, os pontos de apoio suplementar poucas vezes são materializados com marcas ou pilares; entretanto, o ponto escolhido no terreno deve receber uma estaca firme ou qualquer outra marca para assinalar o ponto exato para o qual se tomam medidas. Alguma espécie de sinal deve ser usado para identificar o ponto e situá-lo exatamente. Não se pode colocar estacas em árvores, edifícios ou caixa d'água, mas nos mesmos, se escolherá um ponto que será marcado de uma outra forma. A interseção de 2 pavimentos poderá ser assinalada com pequeno círculo pintado; isto poderá ser feito com nitidez, de maneira que fique bem visível a outra pessoa que vá utilizá-lo, mas sem danificar a propriedade.

6-8. DESCRIÇÃO

- a. A descrição do ponto escolhido é importante pois ajuda a indentificá-lo

6-8/6-9

T 34-601

adequadamente. As descrições devem ser feitas em termos bem simples.

b. Ao descrever um cruzamento de caminhos ou bifurcação, entende-se que o ponto é definido pela interseção das linhas centrais, a menos que se especifique de outra forma. Quando o caminho está atravessado por várias vias de estrada de ferro ou por uma estrada com via dupla, requer a identificação de uma via particular, de preferência a que seja mais clara. Quando se menciona uma árvore, a referência é o centro do tronco, a menos que se especifique de outra maneira.

ARTIGO IV

GRÁFICOS DE PONTOS – INDICAÇÃO NA FOTO

6-9. GRÁFICOS

Para aumentar a certeza de que o ponto marcado é o mesmo que se indica na fotografia e para ajudar no traçado de curvas de nível, deve ser feito um gráfico para mostrar o ponto em relação a outras características identificáveis; este gráfico pode ser feito em qualquer escala conveniente e será orientado de tal forma que sua parte superior corresponda ao norte. A Fig 6-1 mostra um gráfico típico, com a informação obtida das medidas do terreno. Se este ponto é descrito como "linha central do caminho, oposta a uma árvore isolada", as medidas que se tomam da árvore até outros pontos fotográficos identificáveis, fixam exatamente a posição. Os dados de inclinação ajudam a formar os contornos da vizinhança.

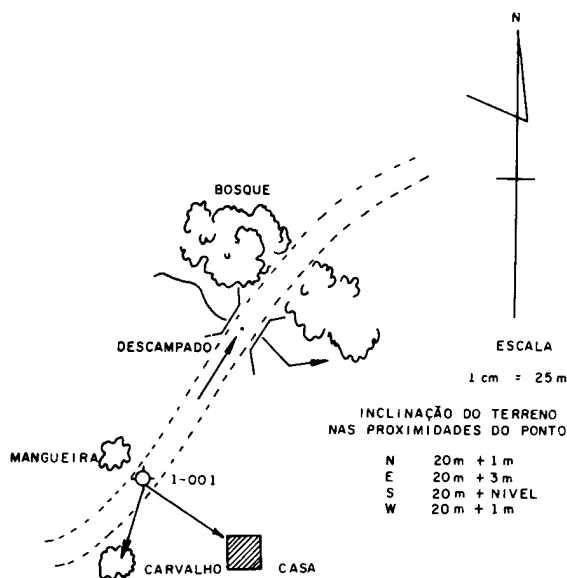
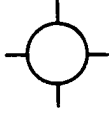



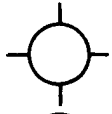



Fig 6—1. Croquis de um ponto.

6-10. INDICAÇÃO DOS PONTOS NAS FOTOS

a. Adotam-se símbolos para indicar os diferentes tipos de pontos de controle nas fotografias. O controle já existente deverá ser mostrado na foto sempre que possa ser identificado.

b. Serão aplicadas as convenções abaixo para marcar os pontos nas fotos.

PONTOS	Numeração	Símbolo	COR
Apoio de campo: – duplo apoio HV	1–xxx		vermelha
– vertical V	2–xxx		vermelha
RN	6–xxx		azul
Vértice 1ª ordem	8–xxx		vermelha
Duplo apoio de outra Organização	9–xxx		vermelha
Apoio vertical de ou- tra Organização	7–xxx		vermelha

CAPÍTULO 7

APOIO SUPLEMENTAR POR TRIANGULAÇÃO TOPOGRÁFICA E INTERSEÇÃO

7-1 GENERALIDADES

a. Embora normalmente se use sistemas eletrônicos de poligonais para a determinação dos pontos de apoio, muitas vezes há necessidade de se usar o método de triangulação para se alcançar esses pontos, a partir do apoio básico. Essa necessidade torna-se mais evidente quando a área fotografada de trabalho se encontra afastada do apoio básico existente.

b. As triangulações de 1ª, 2ª e 3ª ordens são classificadas como triangulações geodésicas e são objeto do manual T-34-400. Trataremos neste capítulo apenas das triangulações topográficas e das interseções.

7-2. TRIÂNGULOS SIMPLES

a. No cálculo de pequenas triangulações topográficas executadas para a determinação de pontos de apoio, os ângulos elipsóidicos observados podem ser considerados como planos.

b. Na determinação de um triângulo simples são conhecidas as coordenadas planas de 2 pontos e deseja-se determinar um 3º ponto. Os 3 ângulos são medidos em duas séries. Os ângulos verticais são medidos também em 2 séries tendo em vista o nivelamento trigonométrico.

c. As observações são registradas em cadernetas e posteriormente lançadas em formulários de resumos. Assim os dados ficarão dispostos de maneira mais conveniente. Os dados resumidos também devem ser verificados por outra pessoa para evitar erros na cópia. Os resumos são os abaixo descritos.

(1) Resumo das observações horizontais (Form G-420) — Este formulário é preparado para cada estação onde se tenha observado ângulos horizontais. A direção, observada para cada série, é transferida da caderneta de campo para o formulário.

(2) Resumo das observações verticais (Form G-430) — Este formulário é preparado para cada estação onde se tenha observado ângulos verticais. São registradas, também, as alturas dos instrumentos e das visadas.

d. O próximo passo é o cálculo dos triângulos. Um lado deve ser conhecido por medições ou calculado através das coordenadas de 2 vértices. O cálculo é exe-

7-2/7-3

T 34-601

cutado no formulário T-620, onde inicialmente o erro de fechamento do triângulo é distribuído igualmente pelos 3 ângulos. A parte do formulário que trata do nivelamento trigonométrico é objeto do Manual T-34-410.

(1) O cálculo de um quadrilátero completo proporciona verificações adicionais, já que são formados quatro triângulos que podem sofrer uma compensação abreviada no formulário T-640.

(2) A Fig 7-1 mostra um triângulo em que são conhecidas as coordenadas de **Penedo e Portim** e deseja-se determinar **F-1**. Os 3 ângulos retirados dos respectivos resumos são os seguintes:

$$\begin{aligned}\gamma &= 070^{\circ} \quad 25' \quad 47'' \\ \alpha &= 067^{\circ} \quad 29' \quad 03'' \\ \beta &= 042^{\circ} \quad 05' \quad 13''\end{aligned}$$

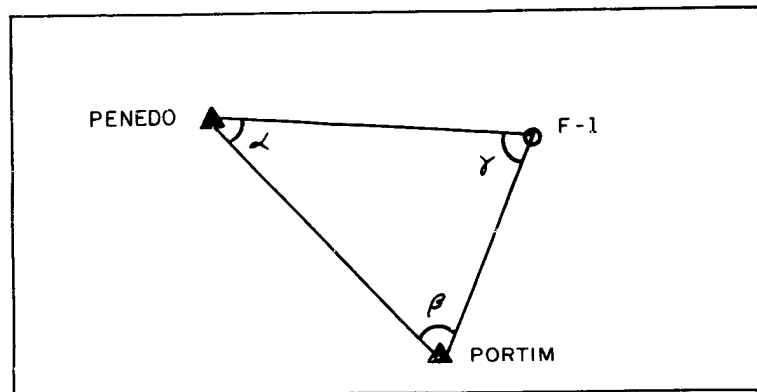


Fig 7-1. Triângulo simples.

(3) O cálculo das coordenadas de **F-1** é mostrado no formulário T-620 (Pag 7-11).

7-3. INTERSEÇÃO AVANTE

a. Na intersecção avante os elementos a considerar são idênticos aos do triângulo simples; entretanto, ocupa-se apenas os pontos conhecidos para a medição dos ângulos α e β . Neste caso, o ângulo em **P** (Fig 7-2) é deduzido:

$$\gamma = 180^{\circ} - (\alpha + \beta)$$

b. Geralmente, a intersecção avante não é empregada para determinação de pontos trigonométricos auxiliares, para amarração de poligonais, porque, além de exigir a sinalização do ponto a determinar, é de observação com controle trabalhoso. Em triangulação, a intersecção avante é muito empregada na determinação de pontos inacessíveis, tais como: torres, chaminés, etc.

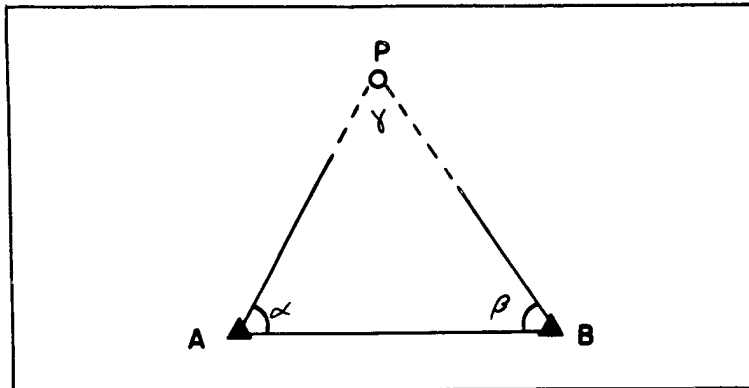


Fig 7-2. Interseção avante.

c. No controle da determinação por interseção avante, deve ser observado o abaixo descrito.

(1) Em toda a interseção tem-se a temer:

(a) erro na identificação do ponto a determinar, visto das estações A e B;

(b) erro na medição dos ângulos;

(c) erro no cálculo.

(2) Os erros angulares raramente ocorrem pois os ângulos são medidos em duas séries. O cálculo é em grande parte controlado. Para controlar uma interseção avante, a situação ideal é a esquematizada na Fig 7-3, com três determinações avante; uma, por A e B, é a determinação propriamente dita; outra, por A e D, é de controle; a terceira, por B, e C, também, é de controle. Neste caso, o operador tem que ocupar os 4 sinais para observar as direções indicadas. Em triangulação, as 3 interseções são calculadas. Para não sobrecarregar o cálculo da determinação de pontos auxiliares para amarração de poligonais, calcula-se apenas a determinação em condições mais favoráveis; as outras duas servem de controle. Para controlar a determinação tem-se:

(a) azimutes calculados

$$(CP) = \text{arc tg} \frac{E_P - E_C}{N_P - N_C}$$

$$(DP) = \text{arc tg} \frac{E_P - E_D}{N_P - N_D}$$

(b) azimutes observados

$$(CP) = (CB) + \varphi$$

$$(DP) = (DA) - \psi$$

(c) teoricamente os azimutes calculados e observados devem ser iguais; aceita-se uma discrepância de até 30".

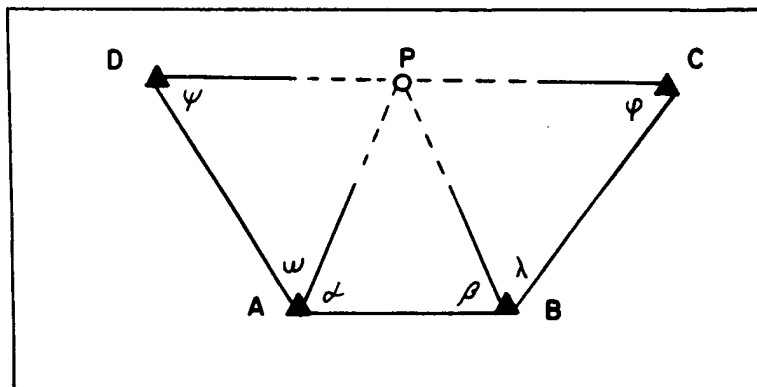


Fig 7-3. Interseção avante com dois controles.

(3) Se fizermos o controle de azimutes utilizando as direções (AD) + $\omega = AP$ e (BC) - $\lambda = BP$ teremos controlado apenas a medida dos ângulos α e β , porém a determinação do ponto P propriamente dita não estará controlada porque poderá haver erro de identificação ao longo das linhas AP e BP (Fig 7-4).

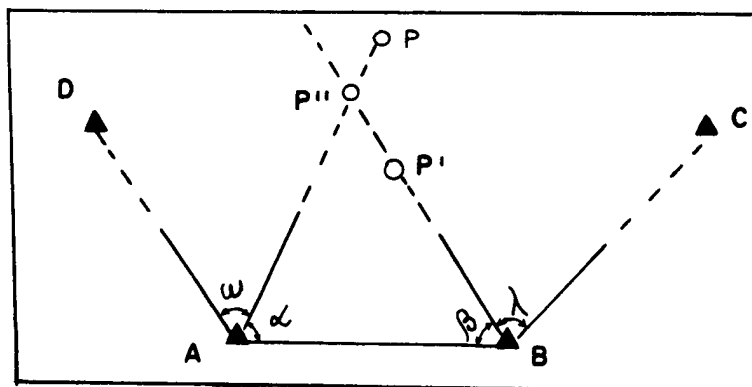


Fig 7-4. Erro de identificação

d. Para os cálculos, é utilizado, também, o formulário T-620, inclusive a parte do controle que se encontra no verso.

T 34-601

(1) A Fig 7-5 mostra uma interseção avante típica, onde se deseja determinar o ponto C-69, a partir dos vértices Nhangapi e Suiço. A interseção é controlada dos vértices Sertãozinho e Pico.

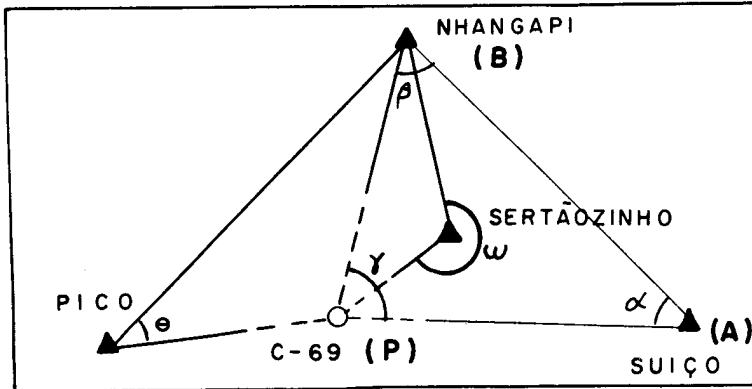


Fig 7-5. Interseção avante típica.

Os ângulos retirados dos respectivos resumos são os seguintes:

$$\begin{aligned} \alpha &= 43^{\circ} \quad 04' \quad 35'' \\ \beta &= 39^{\circ} \quad 48' \quad 58'' \\ \gamma &= \text{deduzido} \\ \omega &= 286^{\circ} \quad 21' \quad 48'' \\ \theta &= 57^{\circ} \quad 56' \quad 41'' \end{aligned}$$

$$\text{Suiço} \quad \begin{cases} E = 557993,0 \\ N = 7502243,8 \end{cases}$$

$$\text{Nhangapi} \quad \begin{cases} E = 539830,5 \\ N = 7508088,3 \end{cases}$$

$$\text{Pico} \quad \begin{cases} E = 538931,8 \\ N = 7492032,0 \end{cases}$$

$$\text{Sertãozinho} \quad \begin{cases} E = 551813,9 \\ N = 7503696,3 \end{cases}$$

(2) O cálculo e controle das coordenadas planas de C-69 são mostrados no formulário T-620 (Pag 7-13).

7-4. INTERSEÇÃO LATERAL

a. Na interseção lateral ocupam-se o ponto a determinar e um dos pontos conhecidos; o 3º ângulo é deduzido.

- b. A interseção lateral constitui uma determinação simples (sem controle).
- c. O cálculo é feito, também, no formulário T-620.

7-5. INTERSEÇÃO A RÉ

a. **Generalidades** — O processo da interseção a ré consiste em ocupar o ponto a determinar **P** (Fig. 7-6) e visar 3 pontos conhecidos **A**, **M** e **B**, para a medição dos ângulos horizontais α e β . São medidos, também, os ângulos verticais para o nivelamento trigonométrico. É um processo comumente empregado na determinação de pontos trigonométricos auxiliares, para a amarração de poligonais, por ser o que menos trabalho exige e não necessitar de sinal no ponto a determinar.

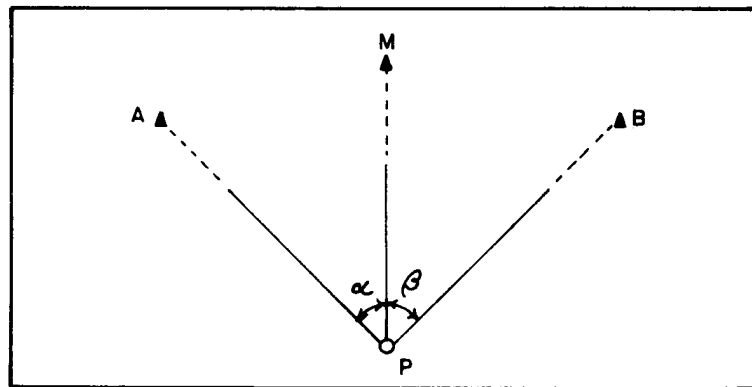


Fig 7-6. Interseção a Ré.

b. **Condições favoráveis para a determinação** — Quando o ponto a determinar fica no círculo que passa pelos 3 pontos conhecidos (Fig 7-7), a solução do problema é indeterminada. A determinação é tanto mais precisa quanto mais afastado ficar o ponto a determinar do círculo perigoso. As condições favoráveis são as abaixo descritas.

- (1) Lados determinantes curtos.
- (2) Visada média curta.
- (3) Soma dos ângulos α e β próxima de 180° .

(a) Se a soma dos ângulos for menor que 45° , a interseção não será satisfatória.

(b) As Fig 7-8, 7-9 e 7-10 ilustram casos favoráveis.

T 34-601

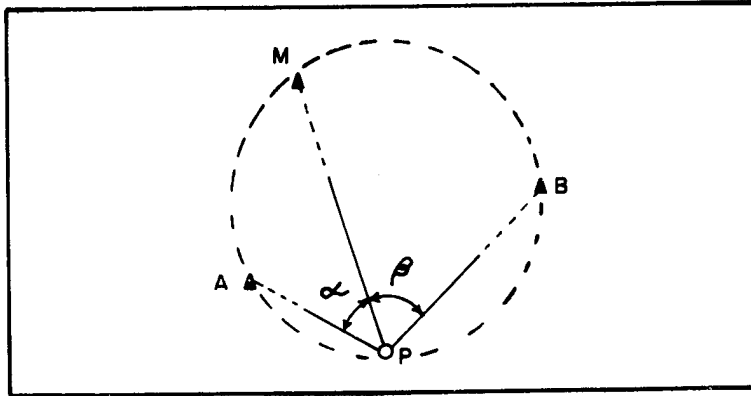


Fig 7-7. Interseção a ré de solução indeterminada.

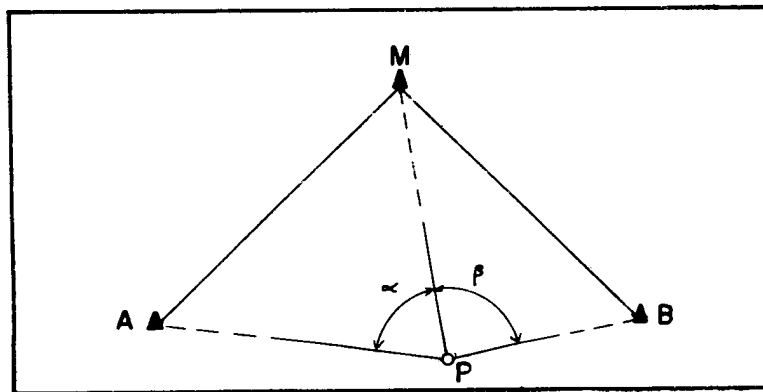


Fig 7-8. Ponto fora do triângulo formado pelos 3 vértices conhecidos porém próximo a um lado.

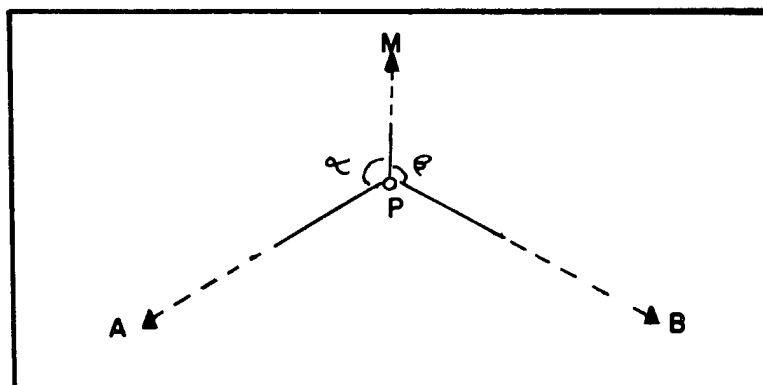


Fig 7-9. Ponto fora do triângulo defronte ao vértice do meio e longe do círculo dos 3 vértices.

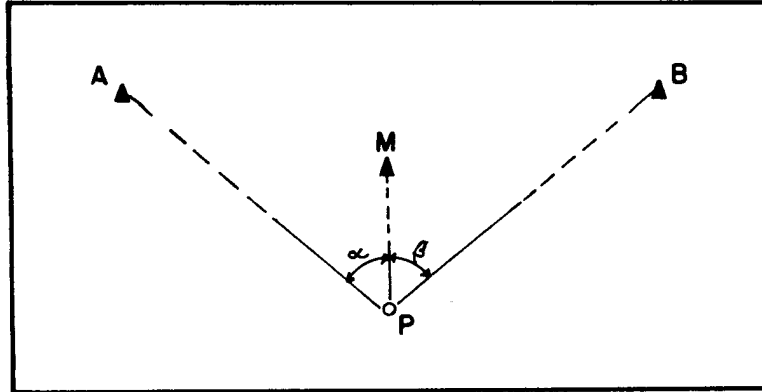


Fig 7-10. Ponto dentro do triângulo.

c. Controle — Em toda interseção a ré, têm-se a temer erros na medição dos ângulos α e β e na identificação dos sinais A, M e B.

(1) Para controlar as observações e os cálculos, devemos observar, além dos 3 pontos determinantes, mais dois para controle. Quando o cálculo é executado na região de trabalho e logo após as observações, pode-se empregar apenas um ponto de controle. Em todo caso é necessário que pelo menos 3 dos pontos forneçam uma determinação, em condições favoráveis. A Fig. 7-11 mostra uma interseção a ré com cinco raios: A, M e B são os determinantes e C e D, os de controle. Feito o cálculo de P por A, M e B, controla-se da seguinte forma:

azimutes calculados

$$\text{tg } (PC) = \frac{E_C - E_P}{N_C - N_P} \quad \text{tg } (PD) = \frac{E_D - E_P}{N_D - N_P}$$

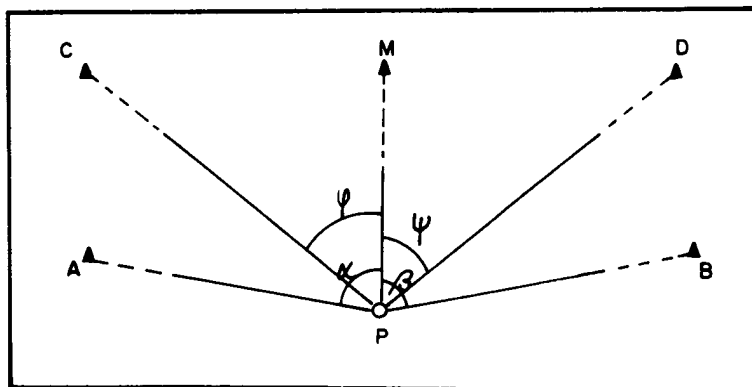


Fig 7-11. Interseção a Ré com cinco raios.

azimutes observados

$$\begin{aligned} (PC) &= (PM) + \widehat{MPC} \\ (PD) &= (PM) + \widehat{MPD} \end{aligned}$$

(2) Teoricamente os Azimutes calculados devem ser iguais aos observados. Aceita-se uma discrepância de até 30".

(3) Quando de P só são visíveis 3 pontos conhecidos, pode-se, para controle, ocupar um deles, B por exemplo. Tem-se assim P determinado por interseção a ré e por interseção lateral (Fig 7-12).

d. Cálculo — É efetuado no formulário T-621. Inicialmente, organiza-se o gráfico das direções observadas no verso do formulário, escolhem-se os pontos que serão denominados A, M e B e transcrevem-se os dados para o formulário (direções observadas e coordenadas dos vértices conhecidos). No exemplo prático do formulário T-621, para determinar o ponto C-68, foram escolhidos:

- A = Três Morros
- M = Fazenda Bahia
- B = Sertãozinho
- C = Nhangapi
- D = T Bambu

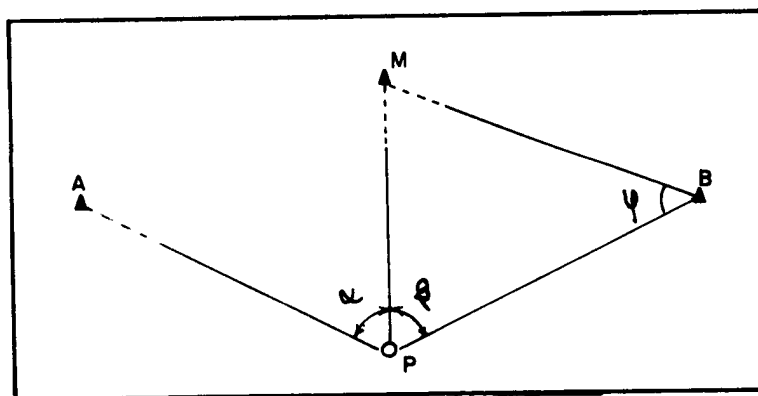


Fig 7-12. Interseções a Ré e Lateral.

T 34-601



CÁLCULO DE COORDENADAS E ALTITUDES TRIANGULAÇÃO SIMPLES INTERSEÇÃO AVANTE E LATERAL

MINISTÉRIO DO EXÉRCITO – DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO

T 620

Vértices	Ângulos	Ângulos corrigidos	$m = \frac{\overline{AB}}{\text{sen } \gamma}$	Lados $\overline{BP} = m \text{ sen } \alpha; \overline{AP} = m \text{ sen } \beta$	
P: F - 1	$\gamma = 070^\circ 25' 47''$	070 25' 46"	0,94223	\overline{AB}	4 628,6
A: PENEDO	$\alpha = 067^\circ 29' 03''$	067º 29' 02"	0,92377	\overline{BP}	4 537,9
B: PORTIM	$\beta = 042^\circ 05' 13''$	042º 05' 12"	0,67025	\overline{AP}	3 292,5
	180º 00' 03"	180º 00' 00"	M = 4 912,39		
E_b	551 732,1	N_b 7 516 162,3	(AB) 139º 18' 06"	(BA) 319º 18' 06"	
E_a	548 713,9	N_a 7 519 671,5	$-\alpha$ 067º 29' 02"	$+\beta$ 042º 05' 12"	
$E_b - E_a$	3 018,2	$N_b - N_a$ - 3 509,2	(AP) 071º 49' 04"	(BP) 001º 23' 18"	
tg (AB)	- 0,86008	sen (AB) 0,65208	$E = E_a + \overline{AP} \text{ sen } (AP) - E_b + \overline{BP} \text{ sen } (BP)$		
φ		cos (AB) - 0,75815	$N = N_a + \overline{AP} \text{ cos } (AP) - N_b + \overline{BP} \text{ cos } (BP)$		
(AB)	139º 18' 06"	\overline{AB} 4 628,5			
sen (AP)	0,95007	cos (AP) 0,31204	sen (BP) 0,02423	cos (BP) 0,99971	
$\overline{AP} \text{ sen } (AP)$	3 128,1	$\overline{AP} \text{ cos } (AP)$ 1 027,4	$\overline{BP} \text{ sen } (BP)$ 110,0	$\overline{BP} \text{ cos } (BP)$ 4 536,6	
E_a	548 713,9	N_a 7 519 671,5	E_b 551 732,1	N_b 7 516 162,3	
E	551 842,0	N 7 520 698,9	E 551 842,1	N 7 520 698,9	
E = 551 842,0		N = 7 520 698,9		H =	
Azimute e lados (direções de controle)					
A:		P:		A:	
E	N	E	N	E	N
E_a	N_a	E_a	N_a	E_a	N_a
$E - E_a$	$N - N_a$	$E - E_a$	$N - N_a$	$E - E_a$	$N - N_a$
tg (AP)	sen/cos (AP)	tg (AP)	sen/cos (AP)	tg (AP)	sen/cos (AP)
(AP)	\overline{AP}	(AP)	\overline{AP}	(AP)	\overline{AP}
Nivelamento Trigonométrico					
Estação					
P. visado					
A. Verticais					
tg β					
$\overline{AP} \text{ tg } \beta$					
+ ΔI					
- ΔO					
+ Cor					
ΔH					
H_{Δ}					
H					

Rubrica do Executante

Local e Data

Rubrica do Responsável

Controle							
A:				B:			
E _b		N _b		E _b		N _b	
E _a		N _a		E _a		N _a	
E _b - E _a		N _b - N _a		E _b - E _a		N _b - N _a	
tg (AB)		(Observado) (Calculado)		tg (AB)		(Observado) (Calculado)	
(AB)				(AB)			
ângulo				ângulo			
(AP)'				(AP)			
(AP)				(AP)'			
Dif.				Dif.			

Gráfico do Triângulo

The diagram shows a triangle with vertices labeled PENEDO (A), PORTIM (B), and F-1 (P). The angle at vertex A is labeled α , at vertex B is labeled β , and at vertex P is labeled γ .

T 34-601



**CÁLCULO DE COORDENADAS E ALTITUDES
TRIANGULAÇÃO SIMPLES
INTERSEÇÃO AVANTE E LATERAL**

MINISTÉRIO DO EXÉRCITO – DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO

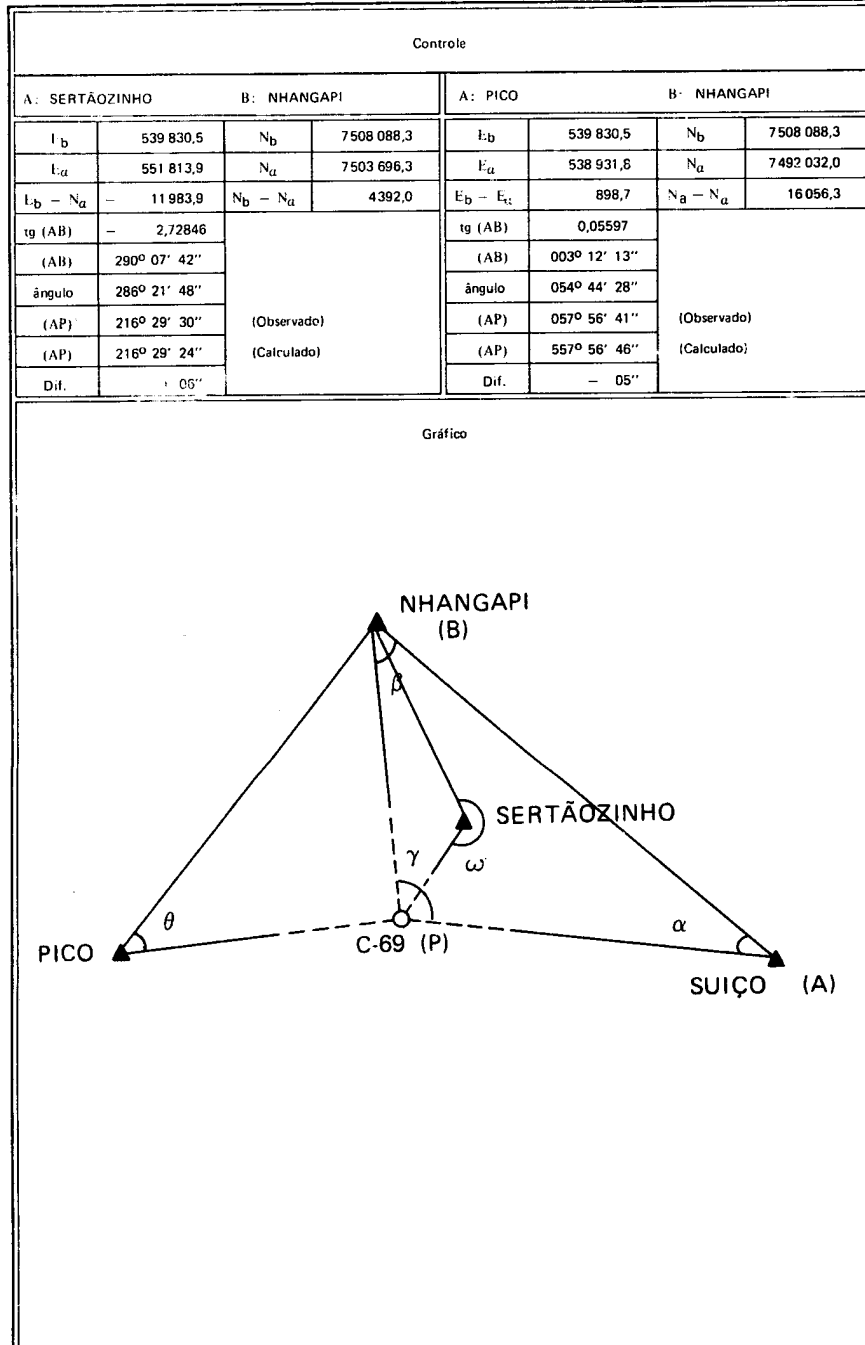
T 620

Vértices	Ângulos	Ângulos corrigidos	$m = \frac{\text{sen } \gamma}{\text{sen } \alpha \text{ sen } \beta}$	Lados $\overline{BP} = m \text{ sen } \alpha; \overline{AP} = m \text{ sen } \beta$
P: F - 1	$\gamma = 070^\circ 25' 47''$	070 25' 46"	0,94223	\overline{AB} 4 628,6
A: PENEDO	$\alpha = 067^\circ 29' 03''$	067º 29' 02"	0,92377	\overline{BP} 4 537,9
B: PORTIM	$\beta = 042^\circ 05' 13''$	042º 05' 12"	0,67025	\overline{AP} 3 292,5
	180º 00' 03"	180º 00' 00"	M = 4 912,39	
E_b	551 732,1	N_b 7 516 162,3	(AB) 139º 18' 06"	(BA) 319º 18' 06"
E_a	548 713,9	N_a 7 519 671,5	$-\alpha$ 067º 29' 02"	$+\beta$ 042º 05' 12"
$E_b - E_a$	3 018,2	$N_b - N_a$ - 3 509,2	(AP) 071º 49' 04"	(BP) 001º 23' 18"
tg (AB)	- 0,86008	sen (AB) 0,65208	E = $E_a + \overline{AP} \text{ sen } (\text{AP}) = E_b + \overline{BP} \text{ sen } (\text{BP})$	
\mp		cos (AB) - 0,75815	N = $N_a + \overline{AP} \text{ cos } (\text{AP}) = N_b + \overline{BP} \text{ cos } (\text{BP})$	
(AB)	139º 18' 06"	\overline{AB} 4 628,5		
sen (AP)	0,95007	cos (AP) 0,31204	sen (BP) 0,02423	cos (BP) 0,99971
$\overline{AP} \text{ sen } (\text{AP})$	3 128,1	$\overline{AP} \text{ cos } (\text{AP})$ 1 027,4	$\overline{BP} \text{ sen } (\text{BP})$ 110,0	$\overline{BP} \text{ cos } (\text{BP})$ 4 536,6
E_a	548 713,9	N_a 7 519 671,5	E_b 551 732,1	N_b 7 516 162,3
E	551 842,0	N 7 520 698,9	E 551 842,1	N 7 520 698,9
E = 551 842,0 N = 7 520 698,9 H =				
Azimute e lados (direções de controle)				
A:		P:		
E		N		
E_a		N_a		
$E - E_a$		$N - N_a$		
tg (AP)		sen/cos(AP)		
(AP)		\overline{AP}		
Nivelamento Trigonométrico				
Estação				
P. visado				
A. Verticais				
tg β				
$\overline{AP} \text{ tg } \beta$				
+ ΔI				
- ΔO				
+ Cor				
ΔH				
H_{Δ}				
H				

Rubrica do Executante

Local e Data

Rubrica do Responsável



T 34-601



CÁLCULO DE COORDENADAS E ALTITUDES INTERSEÇÃO A RÉ

MINISTÉRIO DO EXÉRCITO – DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO

T 621

Folha:.....		Caderneta:.....							
PJ:.....		Operador :		Calculado por :					
Aparelho:.....		Pontos:.....		Verificado por :					
P	C - 68	E	N	Direções Observadas	Azimutes calculados (1)	Azimute observado (2)	Contr. (1) - (2)	Angulo vertical	
A	T. Morros	554 540,1	7516376,6	0°	022° 26' 32"	-	-		
M	Faz. Bahia	556 777,7	7508641,0	095° 53' 56"	118° 20' 28"	-	-		
B	Sertãozinho	551 813,9	7503696,3	161° 37' 00"	184° 03' 32"	-	-		
C	Nhangapi	539 830,5	7508088,3	234° 17' 24"	256° 43' 48"	256° 43' 56"	- 8"		
D	T. Bambu	546 807,8	7509826,3	235° 11' 58"	257° 38' 29"	257° 38' 30"	- 1"		

α : 095° 53' 56"	ctg α : - 0,10332												
β : 065° 53' 04"	ctg β : + 0,45115												
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <th></th> <th>ΔE</th> <th>ΔN</th> </tr> <tr> <td>B - A</td> <td>- 2726,2</td> <td>- 12680,3</td> </tr> <tr> <td>A - M</td> <td>- 2237,6</td> <td>+ 7735,6</td> </tr> <tr> <td>B - M</td> <td>- 4963,8</td> <td>- 4944,6</td> </tr> </table>			ΔE	ΔN	B - A	- 2726,2	- 12680,3	A - M	- 2237,6	+ 7735,6	B - M	- 4963,8	- 4944,6
	ΔE	ΔN											
B - A	- 2726,2	- 12680,3											
A - M	- 2237,6	+ 7735,6											
B - M	- 4963,8	- 4944,6											
(PM) OU (MP) : 118° 20' 28" (PA) OU (AP) = (PM) - α : 22° 26' 32" (PB) OU (BP) = (BP) + β : 184° 03' 32"													

$+(E_a - E_m) \text{ ctg } \alpha$	+ 231,2	$+(N_a - N_m) \text{ ctg } \alpha$	- 799,2	$+(E_a - E_m)$	- 2237,6	$+(E_b - E_m)$	- 4963,8
$+(E_b - E_m) \text{ ctg } \beta$	- 2239,4	$+(N_b - N_m) \text{ ctg } \beta$	- 2230,8	$-(N_a - N_m) \text{ tg } (PA)$	- 3195,0	$-(N_a - N_m) \text{ tg } (PB)$	+ 350,9
$-(N_b - N_a)$	+ 12680,3	$+(E_b - E_a)$	- 2726,2	n_1	- 5432,6	n_2	- 4612,9
n	+ 10672,1	d	- 5756,2	$N - N_m$	+ 2396,3	$N - N_m$	+ 2396,3

$\frac{n}{d} = \text{tg } (PM) \dots - 1,85402$ $\text{tg } (PA) \dots + 0,41303$ $\text{tg } (PB) \dots + 0,07096$ $d_1 = \text{tg } (PM) - \text{tg } (PA) \dots - 2,26705$ $d_2 = \text{tg } (PM) - \text{tg } (PB) \dots - 1,92498$	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>N_m</td> <td>7508641,0</td> <td>N_m</td> <td>7508641,0</td> </tr> <tr> <td>N</td> <td>7511037,3</td> <td>N</td> <td>7511037,3</td> </tr> <tr> <td>N_a</td> <td>7516376,6</td> <td>N_b</td> <td>7503696,3</td> </tr> <tr> <td>$N - N_a$</td> <td>- 5339,3</td> <td>$N - N_b$</td> <td>+ 7341,0</td> </tr> <tr> <td>$(N - N_a) \text{ tg } (PA)$</td> <td>- 2205,3</td> <td>$(N - N_b) \text{ tg } (PB)$</td> <td>+ 520,9</td> </tr> <tr> <td>E_a</td> <td>554540,1</td> <td>E_b</td> <td>551813,9</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td>552334,8</td> <td>E</td> <td>552334,8</td> </tr> </table>	N_m	7508641,0	N_m	7508641,0	N	7511037,3	N	7511037,3	N_a	7516376,6	N_b	7503696,3	$N - N_a$	- 5339,3	$N - N_b$	+ 7341,0	$(N - N_a) \text{ tg } (PA)$	- 2205,3	$(N - N_b) \text{ tg } (PB)$	+ 520,9	E_a	554540,1	E_b	551813,9	E	552334,8	E	552334,8
N_m	7508641,0	N_m	7508641,0																										
N	7511037,3	N	7511037,3																										
N_a	7516376,6	N_b	7503696,3																										
$N - N_a$	- 5339,3	$N - N_b$	+ 7341,0																										
$(N - N_a) \text{ tg } (PA)$	- 2205,3	$(N - N_b) \text{ tg } (PB)$	+ 520,9																										
E_a	554540,1	E_b	551813,9																										
E	552334,8	E	552334,8																										

CÁLCULO DOS AZIMUTES E DOS LADOS

Ponto	A	M	B	C	D
$E_a - E$	+ 2205,3	+ 4442,9	- 520,9	- 12504,3	- 5527,0
$N_a - N$	+ 5339,3	- 2396,3	- 7341,0	- 2949,0	- 1211,0
$\text{tg } (PA)$	+ 0,41303	- 1,85407	+ 0,07096	+ 4,24018	+ 4,56400
(PA)	22° 26' 32"	118° 20' 32"	184° 03' 32"	256° 43' 48"	257° 38' 29"
sen (PA)	0,38175	0,88014	0,07078	0,97330	0,97683
cos (PA)	0,92426	- 0,47472	0,99749	0,22954	0,21403
PA	5776,8	5047,9	7359,5	12847,3	5858,1

NIVELAMENTO TRIGONOMÉTRICO

tg β				
AP tg β				
+ ΔI				
+ corr				
- ΔO				
Δh				
HA				
$H = H_A - \Delta h$				
Média		H =		

Rubrica do Executante

Local e Data

Rubrica do Responsável

$$\operatorname{tg} (PM) = \frac{(E_a - E_m) \cot \alpha + (E_b - E_m) \cot \beta - (N_b - N_a)}{(N_a - N_m) \cot \alpha + (N_b - N_m) \cot \beta + (E_b - E_a)} = \frac{n}{d}$$

$$N - N_m = \frac{(E_a - E_m) - (N_a - N_m) \operatorname{tg} (PA)}{\operatorname{tg} (PM) - \operatorname{tg} (PA)} = \frac{n_1}{d_1}$$

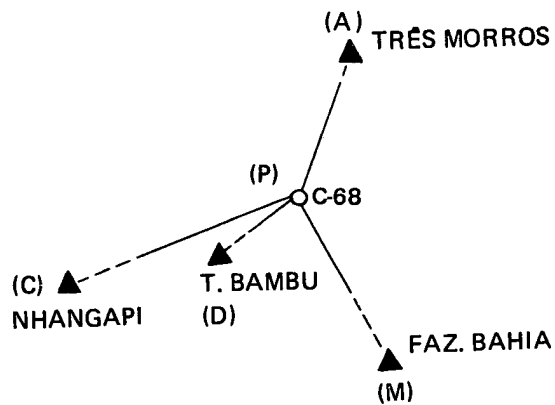
$$N - N_m = \frac{(E_b - E_m) - (N_b - N_m) \operatorname{tg} (PB)}{\operatorname{tg} (PM) - \operatorname{tg} (PB)} = \frac{n_2}{d_2}$$

$$E - E_a = (N - N_a) \operatorname{tg} (PA)$$

$$E - E_b = (N - N_b) \operatorname{tg} (PB)$$

NOTA: É CONVENIENTE CALCULAR AS TANGENTES COM 5 ALGARISMOS SIGNIFICATIVOS

GRÁFICO



Convenção: Vistos de P, O ponto A fica à esquerda do raio médio e B, à direita.

CAPÍTULO 8
POLIGONAÇÃO
ARTIGO I
POLIGONAIS TAQUEOMÉTRICAS

8-1. GENERALIDADES

a. **O Processo poligonométrico** — É comumente empregado para a determinação de pontos de apoio para a restituição fotogramétrica. Como dados básicos para a poligonação existem a rede geodésica local e os pontos trigonométricos auxiliares, especialmente determinados. O processo é usado principalmente em linhas curtas para ligar objetos foto-identificáveis a estações de poligonais eletrônicas ou de triangulação próximas. Essas linhas podem ser medidas a partir de uns 100 m até 1 ou 2 km de comprimento. Hoje em dia as distâncias maiores são medidas eletronicamente. O processo poligonométrico consiste no seguinte:

(1) uma poligonal parte de um ponto geodésico ou de um ponto trigonométrico auxiliar e, através das estações 1, 2, 3 etc, chega a outro ponto conhecido (Fig 8-1), medindo-se os ângulos α e as distâncias A_1 , 1_2 , etc;

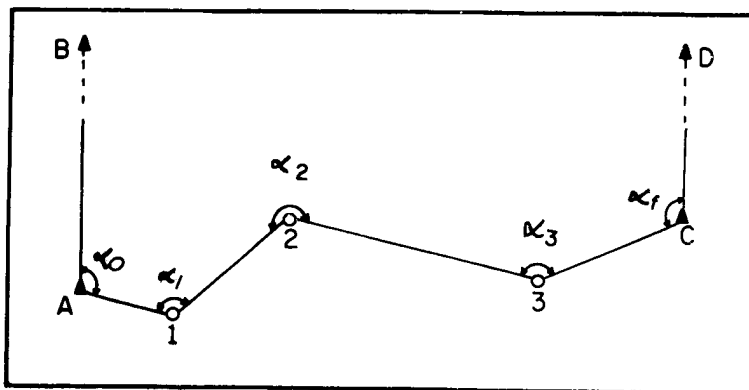


Fig 8-1. Poligonal.

(2) devem ser observados dois pontos conhecidos, na saída e na chegada, para cálculo e controle dos azimutes.

b. Sinalização das estações — Geralmente são assinaladas por estacas de madeira (piquetes) aflorando de 1 a 3 centímetros. Se necessário empregam-se estacas testemunhas. Para medida dos ângulos horizontais costuma-se sinalizar as estações com balizas ou miras verticalizadas por meio de nível esférico.

c. Reconhecimento e traçado da poligonal — De posse das fotografias contendo os pontos de apoio a determinar, o operador acompanhado dos porta-miras, procede ao reconhecimento dos pontos a determinar, dos pontos de amarração da poligonal e do traçado da poligonal. Deve-se procurar seguir, na medida do possível, o traçado que mais se aproximar da linha reta.

8-2. MEDIÇÃO DOS ÂNGULOS HORIZONTAIS

a. Ângulo poligonal — É o ângulo que se obtém girando no sentido do movimento dos ponteiros do relógio, a direção a ré, até coincidir com a direção avante. Os instrumentos são graduados neste sentido, então o ângulo poligonal α = leitura avante — leitura a ré. Estando, por exemplo, o instrumento na estação 2, na posição CE, visa-se a estação de ré (1) e em seguida a estação de vante (3); em prosseguimento inverte-se a posição do instrumento para CD visando-se a estação de vante e por último a de ré.

b. Cálculo do ângulo poligonal — Temos como exemplo para medida de um ângulo as seguintes observações:

CE	064 ^o	49'	00"	(primeira leitura)
CD	244 ^o	49'	30"	(quarta leitura)
CE	150 ^o	18'	00"	(segunda leitura)
CD	330 ^o	18'	00"	(terceira leitura)

Segundo o processo geral o ângulo poligonal será

$$\alpha = 0,5 (CE + CD) \text{ avante} - 0,5 (CE + CD) \text{ a ré}$$

$$\alpha = 150^{\circ} 18' 00'' - 64^{\circ} 49' 15'' = 85^{\circ} 28' 45''$$

Para uma mesma direção, a média considerada, $0,5 (CE + CD)$, refere-se apenas aos minutos e segundos, permanecendo os graus lidos na posição CE.

c. Cuidado especial — Deve-se tomar cuidado especial na centragem do instrumento na estação e da centragem e verticalização da mira, principalmente nos lados mais curtos.

8-3 MEDIÇÃO DOS ÂNGULOS VERTICAIS

a. Leitura — Os ângulos verticais são lidos com o fio nivelador (médio) na mesma graduação da mira empregada na medida de distância ($\Delta \circ$ = leitura do fio médio). Quando for empregada outra origem, esta deve constar na caderneta. Os ângulos verticais são observados também nas duas posições do instrumento.

b. Cálculo do ângulo vertical — Nos instrumentos, de um modo geral, a graduação do círculo vertical, da mesma maneira que a do limbo horizontal é de 0° a 360° ; neste caso:

(1) distância zenital $z = 90 - (CD - CE)$;

(2) ângulo vertical $\beta = 90 - z$;

(3) A fórmula para se obter z ou β depende da graduação do círculo vertical do instrumento.

c. Controle da medição do ângulo vertical — Nos instrumentos, em geral, têm-se teoricamente $2 PZ = \text{leitura } CE + \text{leitura } CD = 360^{\circ}$. Na prática, sempre há uma pequena desretificação do instrumento e surge um erro pequeno, mais ou menos constante, que serve para controlar as leituras.

8-4. MEDIÇÃO DE DISTÂNCIAS

a. Generalidades — Nos levantamentos topográficos, nas escalas de 1:10.000 e menores, as distâncias entre as estações de poligonal podem ser medidas estadimetricamente (mira vertical).

b. Leitura da mira — Os instrumentos em uso na DSG são analíticos e de constante multiplicativa igual a 100, possuindo 3 fios estadimétricos: médio (nivelador), superior e inferior.

(1) Para medir uma distância, bissecciona-se a mira com o fio vertical do retículo e lêem-se as graduações correspondentes aos fios: superior (a), médio (m) e inferior (b). A distância inclinada será:

$$s' = (a - b) \times 100 = 100a - 100b$$

(2) Os produtos $100a$ e $100b$ são efetuados mentalmente pelo operador. Como controle nas visadas não muito inclinadas, tem-se:

$$(100a - 100m) = (100m - 100b)$$

(3) A leitura do fio nivelador na medida da distância é geralmente a referência para medida dos ângulos verticais (ΔO). Quando é possível, alguns operadores colocam o fio médio em coincidência com a graduação da mira correspondente à altura do instrumento. Neste caso, tem-se no cálculo do nivelamento trigonométrico:

$$\Delta I - \Delta O = 0$$

c. Graduação das miras — As miras empregadas na DSG são graduadas em centímetros, para medida direta do metro da distância.

d. Comprimento dos lados — Tanto quanto possível, os lados devem ser iguais, evitando-se a existência de lados grandes e pequenos. Para medida dos ângulos poligonais, quanto maiores os lados mais precisa a medida (menores as influências dos erros de centragem do instrumento e das miras, dos erros de pontaria, etc). Por outro lado, quanto menores os lados mais precisas as medidas estadimétricas (menores as influências dos erros instrumentais e de leitura da mira). Conciliam-se

essas duas exigências empregando, sempre que possível, lados entre 200 e 250 m, muito embora possam ser aceitos lados até 300 m sem maiores inconvenientes. Em princípio, deve-se evitar lados menores que 50 m.

e. Precisão das medidas estadimétricas — A precisão das medidas estadimétricas varia com a própria distância e a potência do instrumento empregado. Na medida dos lados poligonais, costuma-se aceitar o erro relativo de 0,3% da distância. O operador deve estimar as frações de centímetro da mira, para medir a distância com alguns decímetros de erro.

f. Causas de erros nas medidas estadimétricas

- (1) Erros de leitura na mira.
- (2) Má verticalidade da mira.
- (3) Iluminação da mira — O sol incidindo diretamente na mira pode falsear leituras.
- (4) má focalização dos fios do retículo e da objetiva.
- (5) Reverberação e refração — Em torno do meio dia a reverberação dificulta as leituras nos dias ensolarados. Nas visadas rasantes ao solo a refração provoca desvios nos raios luminosos. Por essa razão, as distâncias devem ser medidas com o fio inferior acima de 1 metro da mira.
- (6) Falta de exatidão na graduação das miras.
- (7) Erro da constante multiplicativa — Antes do início da campanha é conveniente verificar a constante multiplicativa.

g. Controle das medidas estadimétricas — Embora a medição dos ângulos horizontais e verticais seja feita nas duas posições do instrumento (CE e CD), para não sobrecarregar o trabalho, as distâncias são medidas numa só posição do instrumento, porém nos dois sentidos (avante e a ré). Para evitar qualquer possibilidade de engano as medidas avante e a ré devem ser feitas em origens diferentes, conforme o exemplo abaixo.

$$\begin{array}{r}
 (1) \text{ Medida avante: fio médio } 250,0 \\
 \phantom{(1) \text{ Medida avante: fio médio } 250,0} 328,8 \\
 \phantom{(1) \text{ Medida avante: fio médio } 250,0} 250,0 \\
 \phantom{(1) \text{ Medida avante: fio médio } 250,0} 171,2 \\
 \hline
 \phantom{(1) \text{ Medida avante: fio médio } 250,0} 157,6
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 (2) \text{ Medida a ré: fio médio } 200,0 \\
 \phantom{(2) \text{ Medida a ré: fio médio } 200,0} 278,7 \\
 \phantom{(2) \text{ Medida a ré: fio médio } 200,0} 200,0 \\
 \phantom{(2) \text{ Medida a ré: fio médio } 200,0} 120,7 \\
 \hline
 \phantom{(2) \text{ Medida a ré: fio médio } 200,0} 158,0
 \end{array}$$

- (3) A discrepância aceitável entre as duas medidas (avante e a ré) varia com a própria distância. A grosso modo, a discrepância nas medidas até 200 m deve ficar abaixo do metro e entre 200 e 300 m, abaixo do metro e meio. As distâncias estadimétricas, mesmo as que resultam da média de várias medidas, devem ser expressas até o decímetro.

8-5. CALCULOS

a. A seqüência dos cálculos, que são efetuados na caderneta T-5 e no formulário T-624, deve ser a abaixo descrita.

- (1) As distâncias horizontais entre as estações:

$$\overline{A 1} = s_1 \quad \overline{1 2} = s_2 \quad \overline{2 3} = s_3 \quad \overline{3 C} = s_4$$

- (2) Os ângulos horizontais,

$$\widehat{BA 1} = \alpha_0 \quad \widehat{A 1 2} = \alpha_1 \quad \dots \dots \dots$$

- (3) Os azimutes dos lados da poligonal:

$$(AB) = \text{arc tg} \frac{E_B - E_A}{N_B - N_A}$$

$$\begin{aligned} (A 1) &= (AB) + \alpha_0 \\ (1 2) &= (A 1) + \alpha_1 \pm 180^\circ \\ (2 3) &= (1 2) + \alpha_2 \pm 180^\circ \\ (3 C) &= (2 3) + \alpha_3 \pm 180^\circ \end{aligned}$$

e, como controle,

$$(CD) = (3C) + \alpha_f \pm 180^\circ = \text{arc tg} \frac{E_D - E_C}{N_D - N_C}$$

- (4) As diferenças de coordenadas:

$$\begin{aligned} \Delta E_1 &= s_1 \sin (A 1) & \Delta N_1 &= s_1 \cos (A 1) \\ \Delta E_2 &= s_2 \sin (1 2) & \Delta N_2 &= s_2 \cos (1 2) \\ \Delta E_3 &= s_3 \sin (2 3) & \Delta N_3 &= s_3 \cos (2 3) \\ \Delta E_C &= s_4 \sin (3 C) & \Delta N_C &= s_4 \cos (3 C) \end{aligned}$$

- (5) Coordenadas:

$$\begin{aligned} E_1 &= E_A + \Delta E_1 & N_1 &= N_A + \Delta N_1 \\ E_2 &= E_1 + \Delta E_2 & N_2 &= N_1 + \Delta N_2 \\ E_3 &= E_2 + \Delta E_3 & N_3 &= N_2 + \Delta N_3 \end{aligned}$$

e, como controle

$$E_C = E_3 + \Delta E_C \quad N_C = N_3 + \Delta N_C$$

- (6) Para calcular as altitudes das estações tem-se que:

(a) calcular as diferenças de nível entre o centro ótico do instru-

8-5/8-6

mento e o ponto visado na mira;

$$\begin{aligned}\delta h_{A 1} &= s_1 \operatorname{tg} \beta 1 \\ \delta h_{1 2} &= s_2 \operatorname{tg} \beta 2 \\ \delta h_{2 3} &= s_3 \operatorname{tg} \beta 3 \\ \delta h_{3 C} &= s_4 \operatorname{tg} \beta 4\end{aligned}$$

(b) calcular as diferenças de nível referidas ao solo natural;

$$\begin{aligned}\Delta h_{A 1} &= \delta h_{A 1} + \Delta I_A - \Delta O_1 \\ \Delta h_{1 2} &= \delta h_{1 2} + \Delta I_1 - \Delta O_2 \\ \Delta h_{2 3} &= \delta h_{2 3} + \Delta I_2 - \Delta O_3 \\ \Delta h_{3 C} &= \delta h_{3 C} + \Delta I_3 - \Delta O_C\end{aligned}$$

(c) calcular as altitudes;

$$\begin{aligned}h_1 &= h_A + \Delta h_{A 1} \\ h_2 &= h_1 + \Delta h_{1 2} \\ h_3 &= h_2 + \Delta h_{2 3}\end{aligned}$$

e, como controle

$$h_C = h_3 + \Delta h_{3 C}$$

8-6. EMPREGO DA CADERNETA T-5

a. A caderneta T-5 possui 10 colunas verticais.

(1) Estação – Altura do instrumento (ΔI). Na poligonal sem irradiação cada estação abrange 2 colunas horizontais; o traço, imediatamente abaixo da coluna horizontal da estação avante, deve ser prolongado até o limite da 1ª coluna. Defronte do traço, imediatamente abaixo da coluna horizontal da estação a ré, coloca-se a estação ocupada e, logo abaixo desta, a altura do instrumento. As estações da poligonal, que coincidem com os pontos de apoio, levam dois indicativos; um da poligonal, e outro do ponto de apoio.

(2) Ponto visado – Como a caderneta também é utilizada nas determinações trigonométricas, algumas indicações referem-se apenas a essas determinações. Assim, a parte da coluna “número” não é usada em poligonação, registrando-se as estações de ré e de vante na “Parte Visada”. Quando a parte visada da mira, na leitura dos ângulos verticais, for a mesma da leitura da distância é dispensável qualquer indicação a respeito.

(3) Bússola – Esta coluna não é comumente usada.

(4) Limbo horizontal – Na primeira linha, a leitura na posição **CE**; na segunda, a posição **CD**, logo abaixo, como controle, a diferença **CD – CE**; na última linha, registra-se a direção média $0,5 (CE + CD)$ nos minutos e segundos, conservando-se os graus da leitura **CE**.

(5) Mira — Nas linhas correspondentes, registram-se os fios superior, médio e inferior; na linha S' a distância inclinada S' = superior — inferior; na linha S a distância reduzida ao horizonte.

(6) Limbo vertical — Destinado à medida dos ângulos verticais. Na primeira linha, registra-se a leitura na posição CE; na segunda, a posição CD. a seguir, o ponto zenital CE + CD e a dupla correção do ponto zenital CE + CD — 360°.

(7) Esta coluna é destinada ao cálculo das diferenças de nível.

(8) Ponto visado — Destinada ao registro das alturas e indicativo das estações.

(9) Destinada ao registro do número da foto dos pontos de apoio determinados.

(10) Observações — Destina-se a uma descrição sumária das estações. O preenchimento da folha da caderneta T-5 é mostrado na Pág 8-20.

b. Registro e controle das observações

(1) O registrador, após repetir em voz alta as observações ditadas pelo operador, lança os dados na caderneta.

(2) Ao registrador compete o controle das medidas, alertando o operador sobre as discrepâncias encontradas. O registrador deve conduzir, além da caderneta, um bloco de rascunho.

(3) Assim que o operador nivelar o instrumento, o registrador deve alertá-lo para que dite a altura do mesmo.

(4) Estações da poligonal — Nas poligonais simples, a caderneta, quanto às estações e aos pontos visados, pode ser preparada com antecedência.

(5) Medição das distâncias — Imediatamente após o registro das medidas, o registrador calcula no bloco de rascunho as distâncias S' = sup — inf, a ré, para compará-la com a medida da estação anterior, e avante, para o controle na estação seguinte.

(6) Medição dos ângulos horizontais — Após o registro das medidas, para controle, o registrador faz a diferença CD — CE, alertando o observador quando esta diferença discrepar mais de 30'' da anteriormente encontrada.

(7) Medição dos ângulos verticais — Após o registro das medidas, para controle, o registrador calcula:

$$2c = (CE + CD) - 360^{\circ}$$

Quando 2c discrepar mais de 2' dos anteriormente encontrados, o registrador deve alertar o observador.

c. Cálculos na caderneta

(1) Cálculo dos ângulos poligonais — O ângulo poligonal é calculado em função das direções horizontais médias. Assim, por exemplo, na estação 1 tem-se

$$A. \dots 0,5 (CE + CD) = 96^{\circ} 15' 30''$$

1

$$161^{\circ} 30' 24''$$

$$2. \dots 0,5 (CE + CD) = 257^{\circ} 45' 54''$$

Os ângulos poligonais podem ser calculados também no formulário T-624 — Cálculo de Poligonal. Se calculados na caderneta, são colocados na coluna Observações, defronte da estação ocupada.

- (2) Cálculo dos ângulos verticais – Nos instrumentos Wild e Kern tem-se:

$$Z = 0,5 (CE - CD)$$

$$\beta = 90 - Z$$

Assim na visada da estação 1 para o sinal A tem-se abaixo.

$$CE = 87^{\circ} 17' 12'' (+ 360^{\circ})$$

$$CD = 272^{\circ} 41' 54''$$

$$CE - CD = 174^{\circ} 35' 18''$$

$$Z = 87^{\circ} 17' 39''$$

$$\beta = 02^{\circ} 42' 21''$$

- (3) Cálculo das distâncias horizontais e das diferenças de nível

(a) As fórmulas empregadas (instrumentos analíticos) são as abaixo:

$$s = s' \cos^2 \beta$$

$$\delta h = s' (0,5 \operatorname{sen}^2 \beta) = s' \operatorname{sen} \beta \cos \beta$$

$$\Delta H = \delta h + \Delta I - \Delta O,$$

onde s' é a distância inclinada. O cálculo da distância reduzida ao horizonte (s) e da diferença de nível entre o centro ótico do instrumento e o ponto visado na mira (δh), pode ser feito por tabelas taqueométricas, régua de cálculo, nomogramas, máquinas de calcular, etc.

(b) Emprego das tabelas taqueométricas da DSG – Essas tabelas, das quais reproduzimos uma página (Tab 8 – 1), dão diretamente os produtos abaixo.

$$100 \cos^2 \beta = \text{distância reduzida}$$

$$100 \operatorname{sen} \beta \cos \beta = \text{diferença de nível}$$

Para o emprego da tabela, tem-se:

$$s = 0,01 s' \times \text{distância reduzida da tabela};$$

$$\delta h = 0,01 s' \times \text{diferença de nível da tabela}.$$

(c) Assim, por exemplo, na folha de caderneta tem-se o abaixo descrito. Da estação A para 1 (avante)

$$s' = 157,6 \quad \beta = 02^{\circ} 14', \text{ sendo a distância } 99,85$$

e a diferença de nível

$$- 3,89 \text{ (mesmo sinal de } \beta); \text{ então teremos}$$

$$s = 0,01 \times 157,6 \times 99,85 = 157,4;$$

$$\delta h = 0,01 \times 157,6 \times (- 3,89) = - 6,13\text{m}.$$

(d) A distância (s) de A para 1 (avante) é colocada na caderneta imediatamente abaixo da distância inclinada (s'). A diferença de nível δh é colocada na 1ª linha da coluna correspondente. A distância reduzida e a diferença de nível (a ré) são colocadas na caderneta da mesma maneira que os dados semelhantes determinados avante. A distância horizontal da estação A para a estação 1, será a média das duas determinações.

(4) Cálculo das altitudes das estações da poligonal

(a) Calculadas as diferenças de nível entre o centro ótico do instrumento e o ponto visado da mira (δh), passa-se ao cálculo da diferença de nível referida ao solo natural (ΔH)

$$\Delta H = \delta h + \Delta I - \Delta O,$$

onde ΔI = altura do instrumento, e

ΔO = leitura do fio médio na mira

A diferença $\Delta I - \Delta O$ é colocada logo abaixo de δh . A soma algébrica $\delta h + \Delta I - \Delta O$ fornece ΔH .

(b) Da estação A para a estação 1 (avante) tem-se

$$\delta h = -6,13$$

$$\Delta I - \Delta O = -0,99$$

$$\Delta H = \delta h + \Delta I - \Delta O = -7,12$$

(c) Da estação 1 para a estação A (a ré) tem-se:

$$\delta h = 7,47$$

$$\Delta I - \Delta O = -0,40$$

$$\Delta H = \delta h + \Delta I - \Delta O = +7,07$$

(d) Calculadas as diferenças de nível, toma-se a média (em valores absolutos) das determinações avante e a ré, atribuindo à média o sinal da determinação avante. No caso:

$$-7,12 \text{ (avante)} + 7,07 \text{ (a ré)}$$

$$\text{média} = -7,09.$$

Esta média é lançada na primeira linha da coluna "Ponto Visado" – "Altura Absoluta".

(5) Cálculo do erro de fechamento vertical

(a) Para este cálculo emprega-se a fórmula abaixo.

$$C_h = -f_h = (h_f - h_i) - \Sigma \Delta H,$$

onde

C_h = correção total

h_f = altitude do ponto de chegada (final)

f_h = erro total

h_i = altitude do ponto de partida (inicial)

$\Sigma \Delta H$ = somatório das diferenças de nível médias

(b) No caso temos:

$$\text{altitude de C } (h_f) = 118,11$$

$$\text{altitude de A } (h_i) = 125,20$$

$$h_f - h_i = -7,09$$

$$\Sigma \Delta H = -6,97$$

$$C_h = -0,12$$

8-6

T 34-601

(c) Segundo as "Normas Gerais", temos para a tolerância do erro de fechamento vertical.

$$T_h = \frac{\sum s}{500 \sqrt{n-1}}$$

onde:

$\sum s$ = somatório dos lados
n = número de estações, inclusive os pontos de partida e de chegada.

$$\sum s = 409\text{m}$$

$$n = 4$$

$$T_h = \frac{409}{500 \sqrt{3}} = 0,5$$

(6) Compensação da poligonal – Estando o erro de fechamento dentro da tolerância, pode-se compensar a poligonal, isto é, distribuir o erro por todas as diferenças de nível de maneira que se tenha após a compensação

$$h_f - h_i = \sum \Delta h$$

Para a compensação existem vários processos. A distribuição proporcional aos lados é satisfatória. Para facilitar, calcula-se inicialmente o coeficiente

$$\frac{C_h}{\sum s} = \frac{-0,12}{409} = -0,000293.$$

As correções serão:

$$c_1 = -0,000293 \times 158 = -0,05$$

$$c_2 = -0,000293 \times 124 = -0,03$$

$$c_3 = -0,000293 \times 128 = -0,04$$

e como controle de cálculo

$$\sum c = C_h = -0,12$$

Essas correções são colocadas na caderneta, logo abaixo das diferenças de nível da coluna "Ponto Visado".

8-10

(7) Cálculo das altitudes – Para o cálculo das altitudes tem-se:

$$h_p + 1 = h_p + \Delta H_p + C_p$$

e como controle de cálculo

$$\begin{array}{r}
 h_n = h_f = h_{n-1} + \Delta H_{n-1} + C_{n-1} \\
 125,20 \quad (A) \quad (\text{trigonométrico de partida}) \\
 - 7,09 \\
 - 0,05 \\
 \hline
 118,06 \quad (1) \\
 + 0,46 \\
 - 0,03 \\
 \hline
 118,49 \quad (2) \\
 - 0,34 \\
 - 0,04 \\
 \hline
 118,11 \quad (C) \quad (\text{trigonométrico de chegada})
 \end{array}$$

As altitudes compensadas são colocadas na coluna "Ponto Visado".

8.7. CÁLCULO DAS COORDENADAS RETANGULARES DAS ESTAÇÕES DA POLIGONAL

a. Da caderneta T-5, transportam-se para o formulário de cálculo T-624:

- (1) as estações;
- (2) os ângulos poligonais;
- (3) as distâncias reduzidas;
- (4) as altitudes, expressas até o metro mais próximo.

b. Cálculo do erro de fechamento angular

- (1) O erro de fechamento angular é calculado pela fórmula abaixo.

$$C_\alpha = -f_\alpha = \Theta_f - \Theta_i - (\Sigma_\alpha - K \cdot 180^\circ),$$

onde

C_α = correção total

f_α = erro de fechamento

Θ_f = azimute final (de chegada)

Θ_i = azimute inicial (de partida)

Σ_α = somatório dos ângulos poligonais

K = valor obtido por tentativas entre os valores mais prováveis: n , $n+1$, $n-1$, $n+2$, sendo n o número de estações da poligonal.

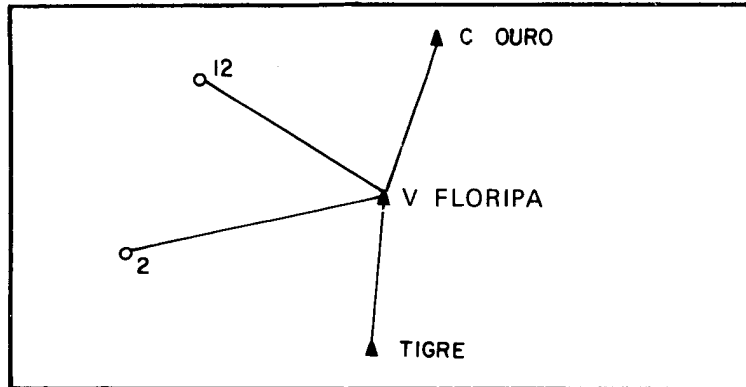


Fig 8-2. Direção de orientação e controle da poligonal.

(2) O exemplo do formulário T-624 corresponde ao cálculo à máquina de um poligonal em torno do vértice **V Floripa (Rs)**, (Fig 8-2). Na partida adotou-se como direção de orientação a direção **V Floripa – C Ouro** e para controle observou-se a direção **V Floripa – Tigre**. Na chegada, estação 12, observou-se apenas a direção **V Floripa – Tigre**. As direções observadas na partida foram:

	C Ouro :	264 ^o 30' 57"	Azimute:	15 ^o 29' 17"
V Floripa	2 :	144 ^o 21' 03"		
	Tigre :	86 ^o 17' 21"	Azimute:	197 ^o 14' 54"

donde

$$\text{Ângulo poligonal C Ouro} - 2 = 239^{\circ} 50' 06''$$

$$\text{Ângulo poligonal Tigre} - 2 = 58^{\circ} 03' 42''.$$

Assim, tem-se como controle

$$\text{Azimute V Floripa} - 2 = 15^{\circ} 29' 17'' + 239^{\circ} 50' 06'' = 255^{\circ} 19' 23''$$

$$= 197^{\circ} 14' 54'' + 58^{\circ} 03' 42'' = 255^{\circ} 18' 36''$$

(3) O controle da identificação de **C Ouro** e **Tigre** pode ser feito também comparando o ângulo observado com o resultante da diferença de azimutes. No caso:

197 ^o 14' 54"	
15 ^o 29' 17"	
<hr/>	
181 ^o 45' 17"	(ângulo deduzido)
446 ^o 17' 21"	
264 ^o 30' 57"	
<hr/>	
181 ^o 46' 24"	(ângulo observado)

(4) Assim, considerando como direção de orientação na partida V Floripa – C Ouro e na chegada V Floripa – Tigre, tem-se

$$\begin{aligned} \text{Ângulo poligonal inicial:} & \quad \alpha_i = 239^\circ 50' 06'' \\ \text{Ângulo poligonal final:} & \quad \alpha_f = 287^\circ 06' 24'' \\ \text{Azimute final – Azimute inicial} & \quad = 181^\circ 45' 37'' \\ \text{Somatório dos ângulos poligonais} & \quad = 2701^\circ 44' 00'' \end{aligned}$$

(5) Considerando (por tentativas) $K = n + 2 = 14$, tem-se para o fechamento angular da poligonal:

$$\begin{aligned} \Theta_f - \Theta_i &= 181^\circ 45' 37'' \\ \Sigma\alpha &= 181^\circ 44' 00'' \\ C\alpha &= + 01' 37'' = 97'' \end{aligned}$$

c. Tolerância para o erro de fechamento angular – De acordo com as “Normas Gerais” a tolerância para o erro de fechamento angular é calculada pela fórmula:

$$\begin{aligned} T_\alpha &= 1,5 \sqrt{n} \\ T_\alpha &= 1,5 \sqrt{12} = 5' \end{aligned}$$

d. Compensação dos ângulos poligonais – O erro de fechamento é distribuído igualmente por todas as estações; assim, cada ângulo recebe a correção abaixo.

$$\frac{C_\alpha}{n}$$

No caso (poligonal fechada) o número de ângulos poligonais é igual ao número de estações mais um ($n + 1$); logo:

$$\begin{array}{r|l} 97'' & 13 \\ + & \\ \hline 13 & 6 \end{array} \quad \begin{array}{r|l} & 7 \\ \hline & 7 \end{array}$$

Assim, para a correção em segundos redondos
6 ângulos recebem a correção de 8'', total 48''
7 ângulos recebem a correção de 7'', total 49'' e
 $\overline{97''}$

As correções são escritas imediatamente abaixo dos ângulos.

e. Cálculo dos azimutes

(1) O azimute de um lado qualquer da poligonal, exceto o do primeiro lado, é calculado pela fórmula

$$\Theta_p = \Theta_{p-1} \pm 180^\circ + \alpha_p$$

(2) Para o cálculo do primeiro lado, como o azimute da partida é o da estação para o sinal, tem-se

$$\Theta_1 = \Theta + \alpha_i$$

(3) Os azimutes são calculados no bloco de rascunho; no caso: (V Floripa – C Ouro)

$$\begin{array}{r}
 015^{\circ} 29' 17'' = \text{azimute de partida} \\
 239^{\circ} 50' 06'' \\
 + \quad 7'' \\
 \hline
 \text{(V Floripa – 2)} \quad 255^{\circ} 19' 30'' \\
 \\
 255^{\circ} 19' 30'' \\
 - 180^{\circ} 00' 00'' \\
 180^{\circ} 24' 54'' \\
 + \quad 7'' \\
 \hline
 \text{(2 – 3)} \quad 255^{\circ} 44' 31'' \\
 \\
 255^{\circ} 44' 31'' \\
 - 180^{\circ} 00' 00'' \\
 181^{\circ} 20' 42'' \\
 \hline
 257^{\circ} 05' 21''
 \end{array}$$

.....
 e, como controle de cálculo,

$$\begin{array}{r}
 \text{(12 – V Floripa)} \quad 90^{\circ} 08' 22'' \\
 180^{\circ} 00' 00'' \\
 287^{\circ} 06' 24'' \\
 \quad \quad \quad 8'' \\
 \hline
 197^{\circ} 14' 54'' = \text{azimute de chegada}
 \end{array}$$

f. Cálculo das coordenadas parciais – As fórmulas empregadas são as abaixo.

$$\Delta E = s \sin \Theta \quad \Delta N = s \cos \Theta$$

O cálculo é feito a 4 decimais, arredondando-se os azimutes ao minuto mais próximo e ΔE e ΔN , ao decímetro, como as distâncias estadimétricas.

g. Cálculo dos componentes do erro de fechamento linear

(1) As fórmulas para o cálculo dos erros segundo os eixos coordenados

são:

$$C_E = -f_E = (E_f - E_i) - [s \sin \Theta] = \delta E - \Sigma \Delta E$$

$$C_N = -f_N = (N_f - N_i) - [s \cos \Theta] = \delta N - \Sigma \Delta N,$$

onde

E_i, N_i = coordenadas do ponto inicial

E_f, N_f = coordenadas do ponto final

(2) No caso, poligonal em torno de um mesmo ponto, tem-se:

$$\begin{aligned} E_f - E_i &= 0 & N_f - N_i &= 0 \\ [s \operatorname{sen} \Theta] &= -5,3 & [s \operatorname{cos} \Theta] &= -1,5 \\ C_E &= +5,3 & C_N &= +1,5 \end{aligned}$$

h. Tolerância para o erro de fechamento linear – Para que os erros f_E e f_N possam ser aceitos, é necessário, segundo as “Normas Gerais” que:

$$C = \sqrt{f_E^2 + f_N^2} \leq \frac{\sum s}{500} = 0,002 \sum s = T$$

onde $\sum s$ é o somatório dos lados do poligonal. No exemplo tem-se:

$$\begin{aligned} C &= \sqrt{(5,3)^2 + (1,5)^2} = 5,4 \text{ m} \\ T &= 0,002 \times 2726 \text{ m} = 5,4 \text{ m} \quad (0,002 \sum s) \end{aligned}$$

i. Compensação do erro de fechamento linear – A repartição dos erros de fechamento, segundo os eixos de coordenadas, pode ser feita de várias maneiras. Geralmente, a distribuição proporcionalmente aos lados é satisfatória. Para facilitar a distribuição, calculam-se, preliminarmente, os coeficientes abaixo.

No caso

$$C_E \div \sum s \quad e \quad C_N \div \sum s$$

$$\frac{C_E}{\sum s} = \frac{5,3}{2726} = 0,001916$$

$$\frac{C_N}{\sum s} = \frac{1,5}{2726} = 0,000542$$

As correções serão:

$$\begin{aligned} c_1 &= 0,5 & c_1 &= 0,0 \\ c_2 &= 0,4 & c_2 &= 0,0 \\ & & & \dots \\ & & & \dots \end{aligned}$$

E, como controle de cálculo,

$$\sum c = + 5,3 \quad \sum c = + 1,5$$

j. Cálculo das coordenadas retangulares

(1) Para este cálculo tem-se, de um modo geral:

$$\begin{aligned} E_p &= E_{p-1} + \Delta E_p + C_p \\ N_p &= N_{p-1} + \Delta N_p + C_p \end{aligned}$$

(2) Assim, considerando a estação 1 igual ao trigonométrico de partida, tem-se:

$$E_2 = E_1 + \Delta E + C_1$$

$$N_2 = N_1 + \Delta N + C_1$$

(3) E, como controle de cálculo no trigonométrico de chegada, estação n da poligonal, temos:

$$E_n = E_{n-1} + \Delta E_n + C_n$$

$$N_n = N_{n-1} + \Delta N_n + C_n$$

ARTIGO II

POLIGONAIS ALTIMÉTRICAS E ELETRÔNICAS

8-8. POLIGONAIS ALTIMÉTRICAS

a. **Método poligonométrico** — Este método fornece, simultaneamente, as coordenadas planas e as altitudes dos pontos. Assim, é empregado para a determinação de pontos de apoio **HV** e **V** para a restituição ou aerotriangulação. A determinação de pontos **V** pode ser feita por poligonais altimétricas, que podem ser executadas por estações contínuas, como no método poligonométrico geral, ou por estações salteadas.

b. Poligonais altimétricas com estações contínuas

(1) O processo operatório é idêntico ao do processo poligonométrico geral; apenas, não se medem ângulos horizontais. O controle das medidas (distâncias e ângulos verticais) é feito da mesma maneira que no caso geral.

(2) O cálculo é feito da mesma maneira que o cálculo altimétrico das poligonais comuns, não sendo necessária, no caso, a redução das distâncias ao horizonte.

(3) A tolerância de fechamento vertical é, segundo as "Normas Gerais":

$$T = \frac{\sum s}{300 \sqrt{n-1}}$$

(4) Os lados das poligonais podem ir até 500 m e até mais, nos terrenos planos. A precisão relativa das medidas estadimétricas pode ser da ordem de 0,4% a 0,5%.

(5) A centragem do instrumento pode ser aproximada.

c. Poligonais altimétricas com estações salteadas

(1) Nas poligonais salteadas, ocupa-se uma estação sim outra não. Assim, por exemplo (Fig 8-3) o operador parte da **RN - 1**, mede a distância e o ângulo vertical para a **estação 2**; a seguir ocupa a **estação 3**, mede a distância e o ângulo vertical para **2 (ré)** e para **4 (avante)**, e assim por diante.

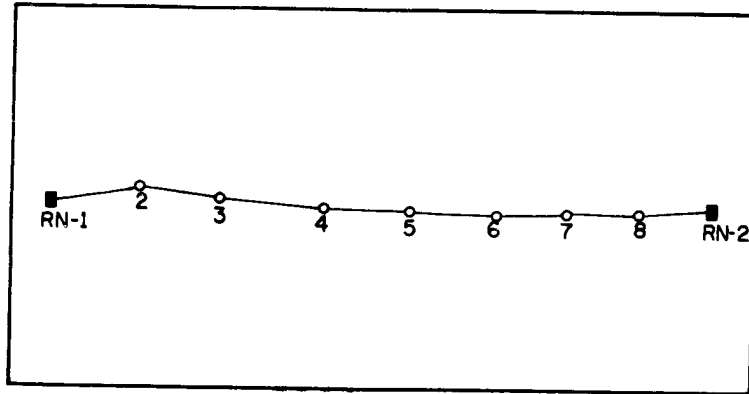


Fig 8-3. Poligonal altimétrica com estações saltadas.

- (2) Não é necessário centrar o instrumento nas estações ocupadas.
- (3) A medida e o controle dos ângulos verticais são feitos da mesma maneira que o processo geral. Os ângulos verticais devem ser medidos nas duas posições, com a mesma origem na mira.
- (4) As distâncias entre as estações são medidas em um só sentido. Para controle são medidas duas vezes, uma em cada posição do instrumento e em origens diferentes.
- (5) O cálculo das altitudes é feito da mesma maneira que no caso geral. Para estabelecer a continuidade da poligonal, as diferenças de nível das estações a ré são multiplicadas por (-1) e consideradas avante. No exemplo da pag 8-23, tem-se o abaixo descrito.

Diferenças de nível calculadas

$$\Delta.1 = - 7,13 \text{ (avante)}$$

$$1.2 = - 0,47 \text{ (a ré)}$$

$$2.\Delta = - 0,32 \text{ (avante)}$$

Diferenças de nível avante

$$\Delta.1 = - 7,13 \text{ (observada)}$$

$$1.2 = 0,47 \text{ (deduzida)}$$

$$2.\Delta = - 0,32 \text{ (observada)}$$

Depois disso, a compensação e o cálculo das altitudes processam-se da mesma maneira que no caso geral.

- (6) Tolerância para o erro de fechamento vertical é a mesma adotada para as poligonais por estações contínuas, ou seja

$$T = \frac{\Sigma s}{300 \sqrt{n-1}}$$

onde n é o número de estações, inclusive as não ocupadas.

8-9. POLIGONAIS ELETRÔNICAS

a. **Generalidades** — As poligonais podem ser calculadas como planas ou geodésicas. Para a cartografia fotogramétrica são requeridas coordenadas planas, o que pode ser conseguido pelo cálculo de posições geográficas e posterior transformação para coordenadas planas ou calculando a poligonal diretamente no plano, já que ela tem percursos mais ou menos curtos. Trataremos sucintamente deste último procedimento. O manual T 34-401 trata pormenorizadamente do assunto.

b. **Cálculo de Poligonal Eletrônica no Plano** — Podemos seguir a ordem de operações indicada abaixo.

(1) **Cálculo dos azimutes de orientação inicial e final** — Nos pontos de saída e chegada da poligonal, esse cálculo pode ser feito utilizando-se, apenas, a parte inicial do formulário G-461. Neste mesmo formulário podemos calcular as reduções angulares para essas direções de orientação.

(2) **Transporte provisório de azimute** — De posse dos ângulos horizontais medidos em cada estação podemos fazer um cálculo provisório aproximado dos azimutes de todos os lances. Este cálculo possibilita verificar se existe algum erro grosseiro nos ângulos, pela comparação do azimute fixo de chegada com o transportado.

(3) **Cálculo das reduções angulares** — De posse dos azimutes provisórios podemos calcular as reduções angulares de ré e de vante em todas as estações utilizando os formulários G-471, bastando fazer o cálculo do **sen** e **cos** dos azimutes com 5 decimais.

(4) **Transporte dos azimutes** — Já de posse dos ângulos horizontais e das reduções angulares podemos fazer o transporte dos azimutes também nos formulários G-471 e fazer a comparação com o azimute fixo de chegada, o que nos dará o erro de fechamento azimutal. Este erro para as poligonais de 3ª ordem não deverá ultrapassar $15'' \sqrt{n}$, sendo n o nº de estações da poligonal. O erro é então distribuído igualmente pelos azimutes de todos os lances da poligonal.

(5) **Transporte de coordenadas** — De posse dos azimutes corrigidos e das distâncias elipsóidicas faz-se, então, o transporte de coordenadas, utilizando-se totalmente o formulário G-471. As distâncias elipsóidicas são retiradas dos formulários de medida e cálculo do lado elipsóidico a telurômetro (G-440, G-441 ou G-442). Estes formulários além de fornecerem o lado elipsóidico reduzido ao nível do mar, fornecem, também, as alturas trigonométricas das estações. A diferença entre a altura fixa da estação de chegada e a altura transportada não deve ser maior que $0,05m \sqrt{\Sigma DD}$, sendo ΣDD o somatório do quadrado das distâncias em km. Este erro altimétrico pode ser distribuído pelas estações proporcionalmente aos lados.

(6) **Compensação** — Feito o transporte de coordenadas planas, podemos comparar as coordenadas faixas da estação de chegada, com as coordenadas transportadas, obtendo-se as diferenças Δe e ΔN nas coordenadas **E** e **N**. O erro relativo da poligonal é dado por

$$\frac{\sqrt{\Delta E^2 + \Delta N^2}}{\Sigma D}$$

T 34-601

8-9

Devemos fazer uma compensação rápida da poligonal, o que pode ser feito pela distribuição de ΔE e ΔN proporcionalmente aos lados, ou por intermédio de uma "Adaptação Conforme".

(7) Lista de Coordenadas — As coordenadas definitivas obtidas devem ser lançadas no formulário G-401, para facilitar seu uso, quando seja necessário.

T 34-601

Tab 8—1. Tabela Taqueométrica.

Minutos	Distâncias reduzidas	Diferença de nivel	Minutos	Distâncias reduzidas	Diferença de nivel
0	99.88	3.49	30	99.81	4.36
1	99.88	3.52	31	99.81	4.39
2	99.87	3.55	32	99.80	4.42
3	99.87	3.57	33	99.80	4.44
4	99.87	3.60	34	99.80	4.47
5	99.87	3.63	35	99.80	4.50
6	99.87	3.66	36	99.79	4.53
7	99.86	3.69	37	99.79	4.56
8	99.86	3.72	38	99.79	4.59
9	99.86	3.75	39	99.79	4.62
10	99.86	3.78	40	99.78	4.65
11	99.85	3.81	41	99.78	4.68
12	99.85	3.84	42	99.78	4.71
13	99.85	3.86	43	99.78	4.73
14	99.85	3.89	44	99.77	4.76
15	99.85	3.92	45	99.77	4.79
16	99.84	3.95	46	99.77	4.82
17	99.84	3.98	47	99.76	4.85
18	99.84	4.01	48	99.76	4.88
19	99.84	4.04	49	99.76	4.91
20	99.83	4.07	50	99.76	4.94
21	99.83	4.10	51	99.75	4.97
22	99.83	4.13	52	99.75	4.99
23	99.83	4.15	53	99.75	5.02
24	99.82	4.18	54	99.74	5.05
25	99.82	4.21	55	99.74	5.08
26	99.82	4.24	56	99.74	5.11
27	99.82	4.27	57	99.74	5.14
28	99.81	4.30	58	99.73	5.17
29	99.81	4.33	59	99.73	5.20

(FOLHA DA CADERNETA T 5)

Data.....de.....de.....de.....

Página.....

ESTACÃO Δ Altura Absol.	Ponto Visado		BUSSOLA		LIMBO HORIZONTAL		M. I. R. A.		δ h +Δ - ΔO Δ h	Ponto Visado		FOTO Respe- tiva	OBSERVAÇÕES
	Parte visada	Núm.	N	Azimuth	°	'	Fig.	Letra		Altura absoluta	Núm.		
Δ			N							125,20			
			S										
			N										
			S										
A			N										
			S										
			N										
			S										
1,54			N										
			S										
			N										
			S										
2			N										
			S										
			N										
			S										
1,60			N										
			S										
			N										
			S										

CAPÍTULO 9

RESULTADOS FINAIS

9-1. RESUMO DOS TRABALHOS

Ao final dos trabalhos, de uma maneira geral, tem-se os resultados finais abaixo.

- a. Descrição do itinerário para cada estação de poligonal.
- b. Coordenadas plano-retangulares e altitude de cada estação (G-401).
- c. Croquis dos pontos de apoio (Form T-602).
- d. Descrições das estações marcadas ou monumentadas, corrigidas e datilografadas em formulário próprio (G-400). Nas descrições e nos croquis são mencionadas referências, a fim de possibilitar a recuperação da estação, quando necessário. Devem ser verificadas, cuidadosamente, as descrições datilografadas, comparando-as com as da caderneta de campo, bem como deve ser assegurado que não houve omissões importantes.

BIBLIOGRAFIA

1. CHAGAS, Cel Carlos Braga – “Emprego da Poligonação no Aerolevanta-mento”, DSG
2. CHAGAS, Cel Carlos Braga – “Apoio Terrestre Para Restituição Fotogramétrica”, DSG, 1960.
3. “Manual de Control Suplementário”, Escola Cartográfica, IAGS, Zona do Canal, Panamá, 1970.
4. “Normas Provisórias Para Poligonação Eletrônica”, DSG, 1967.
5. “Manual Técnico T-34-201 – Normas Gerais”, DSG, 1973.

ÍNDICE ALFABÉTICO

– A –

	Prf	Pag
Acondicionamento dos instrumentos	4-2	4-1
Ajuste dos instrumentos	4-4	4-3
Altímetros	3-6	3-2
Apoio suplementar vertical	5-5	5-3

– C –

Cálculo:

– das coordenadas retangulares das estações da poligonal taqueométrica	8-7	8-11
– das poligonais taqueométricas	8-5	8-5
Cobertura aerofotográfica	2-2	2-1
Considerações gerais sobre o vôo fotogramétrico	2-3	2-2
Construção de torres e sinais	3-10	3-3

– D –

Definição:

– do apoio básico e suplementar	1-2	1-1
– de fotogrametria, mosaico e ortofoto	2-1	2-1
Demarcação	5-2	5-1
Descrição (dos pontos)	6-8	6-3

– E –

Emprego da caderneta T-5.	8-6	8-6
Escolha e marcação dos pontos.	6-3	6-1
Escolha dos pontos	6-5	6-2

– F –

Finalidade do apoio suplementar	1-1	1-1
---	-----	-----

– G –

Generalidades:

– pontos de apoio	6-1	6-1
– seleção dos pontos.	6-4	6-2
– apoio suplementar por triangulação topográfica e interseção	7-1	7-1
– poligonais taqueométricas	8-1	8-1
Gráficos (de pontos)	6-9	6-4

– H –

Heliotrópios	3-9	3-3
------------------------	-----	-----

– I –

Indicação dos pontos nas fotos	6-10	6-5
Instruções gerais para o acondicionamento, manutenção e ajuste dos instrumentos de campo	4-1	4-1
Instrumentos para medida eletrônica de distâncias	3-2	3-1
Interseção:		
– a ré	7-5	7-6
– avante	7-3	7-2
– lateral	7-4	7-5

– L –

Lâmpadas de sinalização	3-8	3-3
-----------------------------------	-----	-----

– M –

Manutenção dos instrumentos	4-3	4-2
Marcação dos pontos	6-7	6-3
Marcas e sinais	3-7	3-2
Medição:		
– de ângulos verticais	8-3	8-2
– de distâncias	8-4	8-3
– dos ângulos horizontais	8-2	8-2
Métodos da determinação do apoio suplementar	1-3	1-1
Mira horizontal	3-3	3-1

– N –

Níveis	3-5	3-2
------------------	-----	-----

– P –

Planejamento do apoio suplementar	2-6	2-3
Poligonação	5-3	5-1
Poligonais:		
– altimétricas	8-8	8-16
– eletrônicas	8-9	8-18
Pontos de apoio para aerotriangulação e restituição	6-2	6-1
Preparo das cartas	2-4	2-2

- R -

Reconhecimento	5-1	5-1
Resumo dos trabalhos	9-1	9-1

- T -

Taqueômetro de redução	3-4	3-2
Tipos de pontos	6-6	6-2
Trânsitos e teodolitos.	3-1	3-1
Triangulação.	5-4	5-3
Triangulação aérea.	2-5	2-2
Triângulos simples.	7-2	7-1

DISTRIBUIÇÃO

1. ÓRGÃOS	
Gabinete do Ministro	1
Estado-Maior do Exército	12
Departamento de Engenharia e Comunicações.	4
DEP e DMB	1
Diretoria do Serviço Geográfico	400
DOC, DOM, DFA, DEE, DEPA e DME	1
Secretaria-Geral do Exército	1
Arquivo do Exército	1
Biblioteca do Exército	2
Centro de Documentação do Exército	1
Estabelecimento General Gustavo Cordeiro de Farias	2
2. GRANDES COMANDOS E GRANDES UNIDADES	
Exércitos	1
Comandos Militares de Área	1
Regiões Militares.	2
Divisões.	1
Brigadas.	1
Grupamentos de Engenharia.	5
Demais Grupamentos.	1
Artilharia Divisionária	1
3. ORGANIZAÇÕES MILITARES DO EXÉRCITO	
Batalhões de Engenharia (de Construção ou de Combate)	10
Centro de Operações Cartográficas	50
Divisões de Levantamento (1ª, 2ª e 3ª)	50
4. ESTABELECIMENTOS DE ENSINO	
ECEME	1
EsAO e EsSA.	10
IME	50
AMAN	30
EsI E	5
5. OUTRAS ORGANIZAÇÕES	
EMFA, EMA, EMAer E MMBIP	1

Composto e Impresso na
Gráfica Brasil Central Ltda.
Av. W/2 - CRS 506 - Bl "B" - Lj. 30
Tel.: 42-3886 - Brasília - DF
1ª Edição
Tiragem: 1.200 exemplares
Dezembro/1976

